

ENERO 2016

- Antecedentes
- Estudio topográfico
- Estudio de materiales
- Caracterización de fisuras
- Consultoría Internacional Fase 1
- Consultoría Internacional Fase 2

Contiene

PARTE 1

INFORME DEL ESTUDIO DE ACTUALIZACIÓN DEL
DIAGNÓSTICO REALIZADO EN EL 2010 SOBRE LAS
PATOLOGÍAS EXISTENTES DEL TÚNEL GUAYASAMÍN,
ASÍ COMO LA ESTABILIDAD DEL PORTAL DONDE SE
PRODUCIERON LOS DESPRENDIMIENTOS



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
LABORATORIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN



INDICE

1.	ANTECEDENTES.....	1
2.	ESTUDIO TOPOGRAFICO	3
2.1.	Antecedentes	3
2.2.	Recopilación de información previa a los levantamientos topográficos del año 2010	4
2.3.	Trabajos de levantamiento del año 2010.....	7
2.3.1.	Selección de la alineación base del levantamiento.....	7
2.3.2.	Levantamiento topográfico del interior del túnel.....	8
2.3.3.	Levantamiento topográfico del exterior del túnel.....	9
2.3.4.	Productos obtenidos del levantamiento exterior e interior del túnel.....	9
2.3.5.	Comparación de la topografía interior y exterior con los planos de diseño del túnel.....	9
2.4.	Trabajos de levantamiento del año 2014.....	13
2.4.1.	Trabajos de levantamiento del año 2014.....	14
2.4.2.	Resultados obtenidos	15
2.4.3.	Conclusiones de los trabajos de topografía del año 2014.....	15
2.5.	Trabajos de topografía del año 2015.....	15
2.5.1.	Materialización de una poligonal cerrada para control del túnel.....	16
2.5.2.	Procesamiento de las mediciones de la poligonal cerrada de control del túnel	17
2.5.3.	Análisis de los resultados de las mediciones de la poligonal cerrada de control del túnel	18
2.5.4.	Nivelación de la poligonal.....	34
2.5.5.	Análisis de la nivelación del eje del túnel	38
2.6.	Conclusiones del estudio topográfico.....	40
2.7.	Recomendaciones del estudio topográfico.....	41
3.	ESTUDIO DE MATERIALES	45
3.1.	Durabilidad del Hormigón.....	47
3.1.1.	Deterioro por fenómenos físicos.....	47
3.1.2.	Deterioro por fenómenos relacionados a reacción química.....	48
3.1.3.	Reacción Alcali - árido.....	50
3.2.	Estabilidad dimensional del hormigón	52





3.2.1.	Conclusiones.....	58
3.3.	Resistencia.....	59
3.3.1.	Extracción de Núcleos.....	59
3.3.2.	Descripción de muestras extraídas para los ensayos de compresión y determinación de la dosificación de la fibra metálica.....	61
3.3.3.	Descripción de muestras extraídas para los ensayos petrográficos.....	80
3.3.4.	Conclusiones.....	86
3.4.	Ensayos.....	88
3.4.1.	Ensayos petrográficos.....	88
3.4.2.	Estudio geofísico.....	94
	Resumen de los trabajos de exploración.....	96
	GPR, (Geo-Radar).....	100
	Tomografía eléctrica.....	108
	GPR, (GEO-RADAR).....	115
	Tomografía eléctrica.....	122
4.	CARACTERIZACIÓN DE FISURAS.....	125
4.1.	Descripción general del fisuramiento.....	126
4.2.	Descripción detallada del fisuramiento.....	127
4.3.	Conclusión de la caracterización de fisuras.....	132
5.	CONSULTORIA INTERNACIONAL FASE 1.....	134
5.1.	Información básica de referencia.....	134
5.1.1.	Información del Túnel Guayasamín recibida por e-mail y por la visita de campo.....	134
5.1.2.	Referencias.....	135
5.1.3.	Geología y Situación Geotécnica.....	135
5.1.4.	Diseño del Túnel y Construcción.....	137
5.1.5.	Patrón de fisuras en el revestimiento final.....	140
5.1.6.	Núcleos de Hormigón.....	141
5.2.	Análisis.....	142
5.2.1.	Visita.....	142
5.3.	Análisis estructural.....	148
5.3.1.	Introducción.....	148
5.3.2.	Estabilidad del revestimiento con el modelo "Bedded Beam".....	148





5.3.3.	Capacidad de soporte del revestimiento agrietado	152
5.3.4.	Retro Análisis de los parámetros para estabilidad de taludes	152
5.3.5.	Formas típicas de deformación del revestimiento	156
5.3.6.	Resumen y Conclusiones del Análisis Estructural	157
5.4.	Evaluación.....	157
5.4.1.	Geología y cargas de suelo	157
5.4.2.	Material de Concreto	158
5.4.3.	Posibles causas del agrietamiento	159
5.4.4.	Observaciones generales sobre diseño y construcción de túneles.....	162
5.4.5.	Resumen de la evaluación	165
5.5.	Propuesta para investigaciones adicionales y recomendaciones.....	167
6.	CONSULTORIA INTERNACIONAL FASE 2.....	168
6.1.	Referencias.....	168
6.2.	Investigación adicional y monitoreo.....	168
6.3.	Propuesta de rehabilitación.....	170
6.3.1.	General	170
6.3.2.	Reparación de grietas	171
6.3.3.	Capa adicional de revestimiento	173
6.4.	Conclusiones finales	174
7.	CONCLUSIONES	175
8.	RECOMENDACIONES	176
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	177
10.	ANEXOS	



INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Triángulo formado por los vértices V-1, V-2, V-3.....5

Figura 2: Topografía del área sobre el Túnel Oswaldo Guayasamín tomada en 2010.....9

Figura 3: Geometría en Planta para la construcción del Túnel Guayasamín - Sur21

Figura 4: Cálculo completo de la Geometría en Planta para la construcción del Túnel Guayasamín - Sur22

Figura 5: Proyecto en Planta del Túnel Guayasamín - Sur24

Figura 6: Geometría en Planta actual del Túnel Guayasamín - Sur25

Figura 7: Geometría en Planta del Túnel Guayasamín - Sur graficados en el sistema de referencia TMQ25

Figura 8: Superposición de la poligonal cerrada materializada en 2015 con el eje supuesto de construcción27

Figura 9: Esquema del desplazamiento del eje supuesto de construcción con el eje interior al túnel medido en 201527

Figura 10: Modelo idealizado de giros de las alineaciones manteniendo fijos los puntos de INGRESO y SALIDA32

Figura 11: Perfil longitudinal en el tramo entre las abscisas 0+000 y 0+36038

Figura 12: Perfil longitudinal en el tramo 0+620 y 1+16039

Figura 13: Esquema de colocación de las señales de lectura44

Figura 14: Reactividad Alcali Silíce Norma ASTM C 156752

Figura 15: Variación de la humedad relativa y temperatura en el túnel 29/12/2015.....56

Figura 16: Variación de la humedad relativa y temperatura en túnel 30/12/2015.....57

Figura 17: Núcleo extraído Abs 0+326 hastal sur capa externa (línea dos)62

Figura 18: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs 0+326 Hastal sur63

Figura 19: Ensayo de compresión simple muestra trasera capa externa Abs 0*326 hastal sur63

Figura 20: Núcleo extraído Abs 0+420 hastal sur capa interna -capa externa.....64

Figura 21: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs 0*420 Hastal sur65

Figura 22: Ensayo de compresión simple muestra trasera capa interna (hornigón lanzado) Abs 0+420 hastal sur67

Figura 23: Núcleo extraído Abs 0+798 hastal sur capa externa (línea dos)68

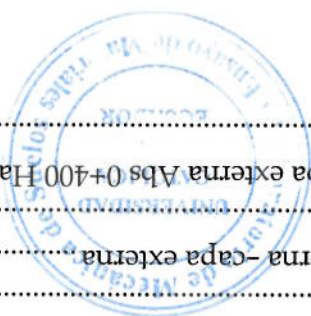
Figura 24: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs 0+798 Hastal sur69

Figura 25: Ensayo de compresión simple muestra trasera capa externa Abs 0+798 hastal sur70

Figura 26: Núcleo extraído Abs 0+400 hastal norte capa interna -capa externa71

Figura 27: Hornigón contaminado y eflorescencia71

Figura 28: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs 0+400 Hastal norte72





73	Figura 29: Ensayo de compresión simple muestra trasera capa externa Abs 0+400 Hastal norte
74	Figura 30: Núcleo extraído Abs 0+790 hastal norte capa externa (línea dos)
75	Figura 31: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs 0+790 Hastal norte
76	Figura 32: Núcleo extraído Abs 1+000 hastal norte capa externa (línea dos)
77	Figura 33: Fractura interna núcleo extraído Abs 1+000 hastal norte capa externa (línea dos)
78	Figura 34: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs 1+000 Hastal norte
79	Figura 35: Ensayo de compresión simple muestra trasera capa externa Abs 1+000 Hastal norte
80	Figura 36: Núcleo extraído Abs 0+270 hastal norte capa interna -capa externa
81	Figura 37: Núcleo extraído Abs 0+315 hastal norte capa externa
82	Figura 38: Núcleo extraído Abs 0+319 hastal norte capa externa
83	Figura 39: Núcleo extraído Abs 0+324 hastal sur capa externa
84	Figura 40: Núcleo extraído Abs 0+332 hastal norte capa externa
85	Figura 41: Núcleo extraído Abs 1+010 hastal sur capa externa
86	Figura 42: Cuantía de fibra metálica
96	Figura 43: Trazado del túnel Oswaldo Guayasamin
97	Figura 44: Esquema de trabajo y designación de pasadas con GPR
97	Figura 45: Fotografías tomadas en alguna de las situaciones de trabajo dentro del Túnel
98	Figura 46: Esquema de las zonas de trabajos en función de las secciones del túnel
100	Figura 47: Fotografías tomadas de los trabajos de tomografía eléctrica
101	Figura 48: Esquema básico de funcionamiento de un equipo GPR (geo-radar) con antena monoestática
102	Figura 49: Esquema básico de la secuencia de toma de datos
104	Figura 50: Ejemplo de localización de diferentes objetos enterrados
111	Figura 51: Tomografía Eléctrica. Configuración utilizada para la creación de una pseudo-sección eléctrica
114	Figura 52: Equipo de tomografía eléctrica
116	Figura 53: Radargramas hastal sur sección 53, altura 1,50 m
117	Figura 54: Radargramas hastal sur sección 89 arriba y 86 abajo, altura 0,00 m
117	Figura 55: Imagen ampliada de señales de armadura
118	Figura 56: Radargramas hastal sur sección 89 arriba y 86 abajo, altura 0,00m
118	Figura 57: Imagen ampliada de señales de armadura
120	Figura 58: Radargramas hastal sur sección 17 arriba altura 0,75 m
121	Figura 59: Radargramas clave sección 70
123	Figura 60: Perfil de pseudoresistividad obtenido
130	Figura 61: Variación dimensión de fisuras longitudinales en los hastales
130	Figura 62: Variación dimensión de fisuras transversales en los hastales
131	Figura 63: Variación de dimensión de oblicua en los hastales
132	Figura 64: Variación dimensión de fisuras longitudinales, transversales y oblicuas



139 Figura 65: Relleno del área "saw-tooth" en zona de arcos.....

143 Figura 66: Ejemplo de patrón de fisura en el lado sur.....

144 Figura 67: Ejemplo de una fisura abierta- desviación mínima < 0.5 mm.....

145 Figura 68: Fisura en forma de telaraña a aproximadamente 0+340 hasta 0+347. Todas las fisuras están cerradas.....

146 Figura 69: Ejemplo de ingreso de agua, ahora seco.....

147 Figura 70: Medidor intacto. No hay movimiento.....

150 Figura 71: Modelo Bedded Beam en configuración deformada.....

151 Figura 72: Factores relativos de seguridad para $p_v=230$ kPa (izquierda) y $p_v=197.5$ kPa (derecha).....

153 Figura 73: Izquierda: Sección de [16], Derecha: vista de plano tomada de [18].....

154 Figura 74: Modelo y tensión pura $\sqrt{I_2e}$ con cred y ϕ_{red} cuando falla Izquierda: sin el túnel, derecha: con el túnel.....

155 Figura 75: Tensión pura $\sqrt{I_2e}$ con cred y ϕ_k en la falla izquierda: sin túnel, derecha: con túnel.....

155 Figura 76: Factores relativos de seguridad para $p_v=125$ kPa.....

156 Figura 77: Diagramas típicos de sobrepesos simétricos (izquierda: momento, centro: fuerza axial, derecha: deformación).....

157 Figura 78: Diagramas típicos de sobrepeso asimétrico (izquierda: momento, centro: fuerza axial, derecha: deformación).....

160 Figura 79: Principio de contracción restringida en la formación de grietas.....

160 Figura 80: Efecto de la variedad de condiciones de enlace en la anchura de la grieta.....

161 Figura 81: Termo agrietamiento en el concreto durante la hidratación.....

163 Figura 82: Esfuerzos en revestimientos combinados.....

170 Figura 83: Ejemplo de un medidor de grietas con capacidad de indicar movimientos.....



INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coordenadas de los vértices V-1, V-2, V-3	4
Tabla 2: Coordenadas de los puntos "Roca" y "Punte"	6
Tabla 3: Coordenadas de los puntos "Roca" y "Punte"	7
Tabla 4: Coordenadas de los puntos "Roca" y "Punte"	8
Tabla 5: Coordenadas de los vértices Punte y Roca en TMO-PSAD56 y TMO-WGS84	18
Tabla 6: Coordenadas de los vértices, azimuts de las alineaciones y ángulos de deflexión del diseño geométrico en planta del Túnel Guayasamin-Sur	20
Tabla 7: Coordenadas del eje de diseño geométrico en planta del Túnel Guayasamin-Sur	23
Tabla 8: Coordenadas de los PI y ángulos de deflexión del eje de construcción del Túnel Guayasamin-Sur	23
Tabla 9: Traslado y rotación de coordenadas de la geometría de construcción al sistema de referencia TMO (Ver Cuadro 8)	26
Tabla 10: Coordenadas medidas del eje del túnel construido del INGRESO (0+000) y SALIDA (1+334,892) túnel. Medición efectuada en 2015	29
Tabla 11: Coordenadas calculadas de la SALIDA del túnel, utilizando los azimuts medidos en el año 2015	30
Tabla 12: Coordenadas TMO y cotas de los vértices de la poligonal exterior al túnel	34
Tabla 13: Abscisas y cotas del eje del túnel obtenidas en 2015, tramo entre 0+000 y 0+360	36
Tabla 14: Abscisas y cotas del eje del túnel obtenidas en 2015	37
Tabla 15: Agregado fino	92
Tabla 16: Agregado grueso	93
Tabla 17: Resumen de los trabajos realizados en la zona de los hastales	99
Tabla 18: Resumen de los trabajos realizados en la zona de la clave	99
Tabla 19: Parámetros eléctricos de algunos materiales	106
Tabla 20: Gráfico de los márgenes de variación más comunes en algún as rocas, minerales. La fisuración, impregnación de agua salada, etc., pueden extender estos límites	113
Tabla 21: Especificaciones técnicas equipo de tomografía	114
Tabla 22: Tabla resumen de los parámetros obtenidos en radargramas	122
Tabla 23: Espesor de fibras externas Túnel Guayasamin	126
Tabla 24: Parámetros de roca según [12]	136
Tabla 25: Parámetros de masa rocosa según [12]	136
Tabla 26: RMR y Q durante la fase de diseño	137
Tabla 27: Elementos de soporte adicional	138
Tabla 28: Material utilizado para el relleno	138
Tabla 29: Parámetros utilizados para el análisis bedded beam	149
Tabla 30: Cargas de suelo después de Terzaghi	149
Tabla 31: Parámetros de esfuerzo y rigidez para propósitos del análisis regresivo	153
Tabla 32: Recomendaciones para evitar grietas en revestimientos de concreto tomadas de [21]	164
Tabla 33: Requerimientos básicos para la mezcla de hormigón de acuerdo a [21]	165
Tabla 34: Resumen de las causas potenciales del fisuramiento	166
Tabla 35: Tipos de inyección recomendados	172



INDICE DE ANEXOS

ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Anexo 1: Trabajos de georeferenciamiento sobre los vértices de la poligonal exterior

Anexo 2: Toma de datos y cálculo de coordenadas de la Poligonal exterior e interior

Anexo 3: Nivelación geométrica de la poligonal exterior

Anexo 4: Nivelación geométrica de la rasante del eje del túnel

Anexo 5: Reducciones geodésicas

Anexo 6: Trabajos de topografía interior al túnel realizados por ALIASERV S.A. (Informe y planos)

ESTUDIO DE MATERIALES

Anexo 7: Planos de levantamiento manual de fisuras y patologías

Anexo 8: Informe de resistencia a la compresión de núcleos

Anexo 9: Recuento fotográfico ensayos petrográficos

Anexo 10: Recuento fotomicrografías ensayos petrográficos

Anexo 11: Ensayos geofísicos

PERFILE DE TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA

Anexo 12: Planos de levantamiento de fisuras Aliaserv

Anexo 13: Registro de medición de fisuras

Anexo 14: Implantación del túnel

Anexo 15: Recuento fotográfico de la caracterización de fisuras

CONSULTORIA INTERNACIONAL PARTE 1

Anexo 16: Apéndice A

CONSULTORIA INTERNACIONAL PARTE 2

Anexo 17: Apéndice B





1. ANTECEDENTES

En el año 2010 la Pontificia Universidad Católica del Ecuador por medio del Laboratorio de Materiales de Construcción, ante pedido de la EPMOP, realizó un estudio a nivel de diagnóstico referido al estado de fisuramiento que experimentaba el Túnel Guayasamín, el cual se encuentra ubicado en la ciudad de Quito provincia de Pichincha.

Este primer estudio contempló la revisión y análisis de toda la información técnica disponible, proporcionada por el EPMOP. Los documentos correspondían a los estudios Geológicos – geotécnicos, Hidrogeológicos, De Topografía-vial, estructural y una serie de planos de manera digital asociada a cada especialidad.

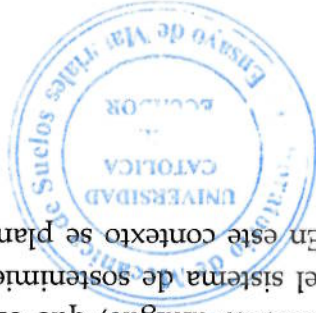
Entre las actividades realizadas en campo se mencionan; Levantamiento topográfico, levantamiento de fisuras vía scanner, extracción de un número limitado de núcleos y determinación de la resistencia a la compresión, escaneos magnéticos superficiales.

Sobre la base de información recopilada en campo que generó un reporte sobre: consideraciones topográficas - diseño vial, consideraciones del material en ámbito de patología, así como recomendaciones planteadas en la evaluación geológica-geotécnica se realizó una evaluación estructural simplificada del túnel.

El estudio de diagnóstico cumplió con los objetivos planteados, específicamente en la definición del estado del túnel, según el cual por un lado; se estableció la posible vulnerabilidad del mismo en escenarios críticos así como la necesidad de continuar el estudio en una segunda etapa, que compruebe las hipótesis planteadas y defina las posibles acciones a seguir. Estas acciones permitirían generar una tercera y final etapa del estudio que establezca la terapéutica técnica y económicamente apropiada a nivel de diseño.

En el tiempo requerido para la ejecución de todas las etapas de estudio, se recomendó en el estudio de diagnóstico la planificación y ejecución de un programa de control y monitoreo sobre la base de los datos obtenidos en campo tanto topográficos así como fisuras. Este proceso a más de verificar la evolución de las patologías serviría de soporte técnico para las siguientes etapas del estudio.

En el año 2015 el EPMOP solicita al laboratorio de Materiales de Construcción de la PUCE, la ejecución de un nuevo estudio referido tanto al fisuramiento del túnel Guayasamín así como la evaluación de la ladera en el sector del deslizamiento antiguo, que originó la necesidad de construir el túnel Guayasamín y el diseño del sistema de sostenimiento por caídas de roca en la salida del portal oriental del túnel. En este contexto se plantean los siguientes objetivos y alcances del presente estudio:





- Objetivo
Actualización del diagnóstico realizado en el 2010 sobre las patologías existentes del túnel Guayasamin, así como la estabilidad del portal occidental.

- Alcance de la parte 1 del informe
 - Estudio topográfico.
 - Estudio de materiales.
 - Consultoría internacional.
- Alcance de la parte 2 del informe
 - Estudio de evaluación de estabilidad del portal del túnel Guayasamin, donde se produjeron los desprendimientos.
 - Estudio de la evaluación de la estabilidad geotécnica en la ladera ubicada en el sector de falla de la antigua vía Interoceánica.

Debido al carácter multidisciplinario de la investigación, se presenta a continuación en el desglose de este documento, los informes técnicos con sus conclusiones y recomendaciones de manera individual. Al final del reporte se plantearán conclusiones y recomendaciones generales.



2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

2.1. Antecedentes

La Pontificia Universidad Católica del Ecuador - Quito, por encargo de la Empresa Metropolitana de Obras Públicas, realizó en el año 2010 un estudio con el objeto de establecer las condiciones del Túnel Oswaldo Guayasamín.

En el año 2010, dentro del grupo de trabajos que se ejecutaron, se realizaron los planos de topografía, tanto de la zona exterior sobre el túnel, así como del interior del mismo. La topografía del interior del túnel permitió establecer las alineaciones de planta y altura así como sus secciones transversales internas. Para la determinación del perfil longitudinal y de las secciones transversales del terreno sobre el túnel, se realizó un levantamiento topográfico del área exterior sobre el.

La coordinación de los levantamientos exterior e interior se la hizo mediante el enlace de éstos a dos puntos de control: el primero, cercano a la boca oriental del túnel, el mismo que fue bautizado como "Roca" y, el segundo, cercano a la boca occidental del túnel, ubicado en el extremo suroccidental del puente Aurelio Dávila Cajas, este punto de control se bautizó como "Puente".

La toma de datos de la topografía exterior del año 2010, permitió la elaboración de planos de planta, perfiles longitudinales y secciones transversales, todo esto, con el objeto de determinar la geometría del túnel y las cargas a las que éste se encontraba sometido.

En el año 2014, por pedido de la Empresa Metropolitana de Obras Públicas del Distrito Metropolitano de Quito, nuevamente se tomaron datos del interior del túnel y, posteriormente, en el año 2015, se trazó una poligonal interior a éste, enlazada a los puntos "Roca" y "Puente", arriba mencionados, con lo cual, se formó una poligonal cerrada geométrica y matemáticamente, cuyos objetivos son: proporcionar la información requerida para determinar si el túnel se encuentra sujeto a desplazamientos horizontales y verticales, y establecer una base para el monitoreo interior y exterior del túnel.





2.2. Recopilación de información previa a los levantamientos topográficos del año 2010

En el año 2010, la Empresa Metropolitana de Obras Públicas (EMOP)¹ proporcionó al Laboratorio de Suelos y Materiales de la PUCB un conjunto de planos que fueron analizados para la realización de los estudios realizados por el Laboratorio de Suelos y Materiales de la PUCB.

En lo que tiene que ver con la topografía, es importante mencionar la información contenida en el archivo digital "Triangulation.dwg" (ver Cuadro 1). Para verificar esta información, se buscaron y localizaron los puntos V-1, V-2 y V-3, encontrándose que uno de ellos estaba en estado aceptable, otro de ellos no fue hallado y, finalmente, el tercero, al parecer estaba movido y era inestable. Adicionalmente, el sistema de coordenadas de estos vértices no era UTM (Universal Transverse Mercator) y tampoco correspondía al sistema de proyección para Quito (TMQ). Por esta razón, la base formada por los vértices V-1, V-2 y V-3 no se utilizó para los estudios realizados en el año 2010.

Tabla 1: Coordenadas de los vértices V-1, V-2, V-3

TRIANGULACIÓN			
PUNTO	LATITUD	LONGITUD	ELEVACION
V-1	9978954.953	503570.634	2746.831
V-2	9978910.780	503188.068	2795.781
V-3	9979158.718	503434.537	2842.836

Fuente: EMOP (2010). / Planos finales/Topografía/Triangulacion.dwg

La base conformada por los vértices V-1, V-2 y V-3 se muestra en la Figura 1 y corresponde al triángulo en línea gruesa que se ubica en la parte central, al lado derecho.

¹ Actualmente Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas EPMMOP.



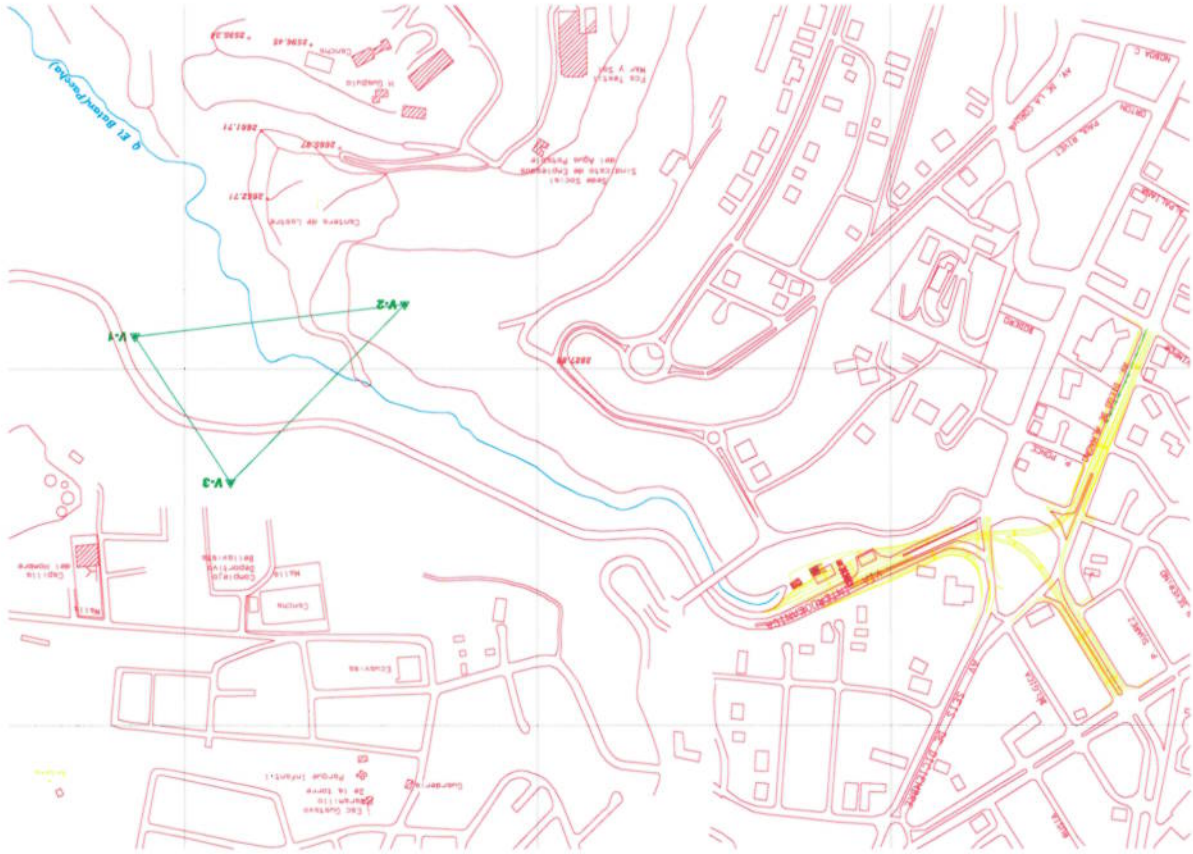


Figura 1: Triángulo formado por los vértices V-1, V-2, V-3.
Fuente: EMOP (2010), Plano *Triangulación.dwg*

Al igual que en el caso de los vértices de la base V-1, V-2 y V-3, no existe indicación del sistema de referencia ni del geóide utilizados para la ubicación de la geometría en planta del túnel y lo mismo podría decirse para el control de altura.

Es importante mencionar que, aun si la alineación base utilizada para los estudios y el replanteo del túnel no hubiese sido encontrada, se podía realizar la coordinación adecuada de las topografía interior como exterior a éste. Los objetivos emergentes del estudio de topografía, en 2010, fueron: la determinación de la geometría en planta, el perfil longitudinal y las secciones transversales del túnel con el objeto de estimar las cargas sobre éste y determinar que tan alejado o cercano estaba al talud natural del terreno sobre él.

Por la ubicación de la base V-1, V-2, V-3, se consideró que ésta muy difícilmente pudo haberse utilizado para el replanteo del túnel porque está muy alejada de sus portales. Las indagaciones a personas vinculadas con la construcción del túnel, llevaron a localizar a alguien que trabajó directamente en su construcción, a quien en el presente informe se la nombrará como "informante", su participación contribuyó a encontrar la base utilizada para la construcción, la misma que se ubica sobre la quebrada El Batán y está constituida por dos puntos, el primero, el primero, ubicado en el extremo sur occidental del



puente Aurelio Davila Cajas y, el segundo, sobre una saliente de roca cercana al extremo oriental del Túnel Guayasamín, sobre la margen izquierda de la quebrada.

Adicionalmente, el "informante" entregó las coordenadas de los puntos de la base que, en adelante, se llamarán "Punto" y "Roca", el primero, por su ubicación junto al puente y, el segundo, por estar localizado sobre la saliente de roca cercana a la boca oriental del túnel. Las coordenadas proporcionadas por el informante se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2: Coordenadas de los puntos "Roca" y "Punto"

VERTICES DE LA BASE DE REPLANTEO DEL TUNEL			
NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCION
9979260,166	502673,276	Desconoc.	PUNTE (OCCIDENTE)
9978901,585	503718,737	Desconoc.	ROCA (ORIENTE)

Fuente: Informante

Nota.- La información obtenida no indica la cota de los puntos Puente y Roca.

Para la realización de los trabajos de topografía para el diagnóstico del Túnel Oswaldo Guayasamín, en el año 2010, se pidió al Ingeniero Guillermo Realpe, Director del Laboratorio de Materiales de la PUCB, solicitar a la EMOP la siguiente información:

1. Planos de diseño geométrico del túnel, tanto en planta como en altura, éstos deberían contener alineaciones de planta, ángulos de deflexión, perfil longitudinal y secciones transversales de proyecto del túnel.
2. Coordenadas UTM en planta y altura de los puntos de control que se utilizaron para la construcción.
3. Topografía del escarpe con la que se diseñó el túnel y, de ser posible, registro de datos de los levantamientos realizados para el diseño del túnel, de tal manera que se pueda reproducir la topografía original.
4. Planos "as built" del túnel.

Como respuesta a estos requerimientos, la EMOP envió un CD que contenía una variedad de documentos en digital y, dentro de estos documentos, se encontraron varios planos relativos al diseño geométrico del túnel. Debe indicarse que no se encontraron planos "as built".

La información relativa al diseño geométrico del túnel, se encontró detallada en los archivos KM1-3SUR.dwg y KM2SUR.dwg. En estos planos constan las alineaciones de proyecto de la planta y perfil del túnel. El en plano KM1-3SUR.dwg se calculan las alturas de corte y relleno entre las abscisas 0+000 y 0+200, 2+000 y 2+800. En el plano KM2SUR.dwg se calculan alturas de corte y relleno entre las abscisas 1+420 y 2+000; en el tramo entre las abscisas 1+020 y 1+260 no existen datos de cota de terreno.





2.3. Trabajos de levantamiento del año 2010

2.3.1. Selección de la alineación base del levantamiento

Una vez conocida la existencia de la base Punte-Roca, se decidió utilizarla para la coordinación de los levantamientos interior y exterior y se procedió a verificar la consistencia de la información entregada por el informante, lo que se hizo utilizando el siguiente procedimiento:

- Se localizaron los puntos Punte y Roca, éstos se encontraron materializados físicamente sobre postes de acero, en cuyas cabezas se ubica un tornillo con rosca apta que se colocó estación total.
- Se comprobó que los puntos Punte y Roca eran visibles entre sí.
- En los puntos Punte y Roca es posible plantar y referenciar un teodolito o una estación total para el replanteo en cualquiera de los frentes, es decir, tanto desde el extremo oriental como desde el occidental.
- Mediante las coordenadas de los vértices Punte y Roca, se calculó la distancia (1105.246 m) y el azimut entre ellos (108°55'52.945").
- Utilizando GPS de precisión subcentimétrica se calcularon las coordenadas de los vértices Punte y Roca. El elipsoide utilizado fue el GWS84 y las mediciones fueron realizadas por dos empresas distintas: VIETIC y COTECMI, cada una de ellas utilizó una estación su propia estación de referencia. Los resultados de estas mediciones se muestran en el presente informe únicamente para el sistema de coordenadas TMQ (ver Tabla 3), porque en este sistema las mediciones de estación total se ajustan mejor con las mediciones satelitales.

Tabla 3: Coordenadas de los puntos "Roca" y "Punte"

PUNTOS GPS DE PARTIDA					
NORTE	ESTE	COTA	SISTEMA	PUNTO	
9978537,825	503479,361	2768,220	TMQ	ROCA	COTECMI
9978537,822	503479,420	2766,035	TMQ	ROCA	VIETIC
9978901,585	503718,737	Desconoc.	Desconoc.	ROCA	INFORMANTE

9978894,532	502433,231	2798,181	TMQ	PUNTE	COTECMI
9978894,528	502433,276	2796,032	TMQ	PUNTE	VIETIC
9979260,166	502673,276	Desconoc.	Desconoc.	PUNTE	INFORMANTE

Fuente: PUCF. Estudio Integral del Túnel Guayasamín, 2010.

Un análisis de las coordenadas de la Tabla 3 muestra que las coordenadas planas obtenidas por VIETIC y COTECMI son prácticamente idénticas, pero, las diferencias de cota son de alrededor de 2,20 m. Las coordenadas planas





La toma de datos con el escáner se realizó el día sábado 9 de mayo de 2010 desde las 21:00 horas hasta las 6:00 del día siguiente en una jornada de trabajo de 9 horas. Durante este lapso de tiempo, se suspendió la operación del túnel.

Luego de un proceso de decisión para la toma de datos de la topografía interior se utilizó un escáner. Entre las ventajas de utilización de este equipo, se encontró que se redujo notablemente el tiempo de duración de la toma de datos, de 21 días con estaciones totales a una jornada de 8 horas utilizando el escáner.

2.3.2. Levantamiento topográfico del interior del túnel

Para propósitos de realización de los levantamientos interior y exterior, la base utilizada fue la base Fuente-Roca. El sistema de referencia para la realización de planos fue UTM, Zona 17, porque éste rige en el país.

Fuente: PUCF. Informe de evaluación del Túnel Guayasamin, 2010.

DESCRIPCION	NORTE	ESTE	DELTA		DELTA E	DISTANCIA	AZIMUT	EMPRESA
			DELTA N	DELTA E				
COORDENADAS PROYECCIONES								
PUNTE	9978894,528	502433,276						
ROCA	9978537,822	503479,420	-356,706	1046,144	1105,286	108°49'41"	VIETIC	
COTECEMI								
PUNTE	9978894,532	502433,231						
ROCA	9978537,825	503479,361	-356,707	1046,130	1105,273	108°49'42"	COTECEMI	
INFORMANTE								
PUNTE	9979260,166	502673,276						
ROCA	9978901,585	503718,737	-358,581	1045,461	1105,246	108°55'53"	INFORMANTE	

Tabla 4: Coordenadas de los puntos "Roca" y "Punte".

Las distancias y azimuts entre los puntos Punte y Roca se muestran en la Tabla 4 y se han calculado a partir de los datos mostrados en la Tabla 3. Se observa que la diferencia de distancia entre las mediciones de VIETIC y COTECEMI es 13 mm, mientras que la diferencia de los azimuts es solamente de un segundo. La diferencia de distancia, entre VIETIC y el informante es de 40 mm, mientras que la diferencia del azimut es de 0°6'12".

entregadas por el informante no coinciden con las calculadas por VIETIC y COTECEMI.



2.3.3. Levantamiento topográfico del exterior del túnel

El levantamiento del terreno ubicado sobre el túnel se hizo con topografía convencional. La decisión del área a ser levantada se realizó mediante la inspección de los planos de diseño entregados por la EMOP a la PUCE y por inspección de campo previa al levantamiento.

2.3.4. Productos obtenidos del levantamiento exterior e interior del túnel

El procesamiento de los datos tomados en el interior y exterior del túnel, permitió obtener los planos de la planta del túnel, su perfil longitudinal y las respectivas secciones transversales (ver PUCE. Estudio integral del Túnel Guayasamín, 2010).

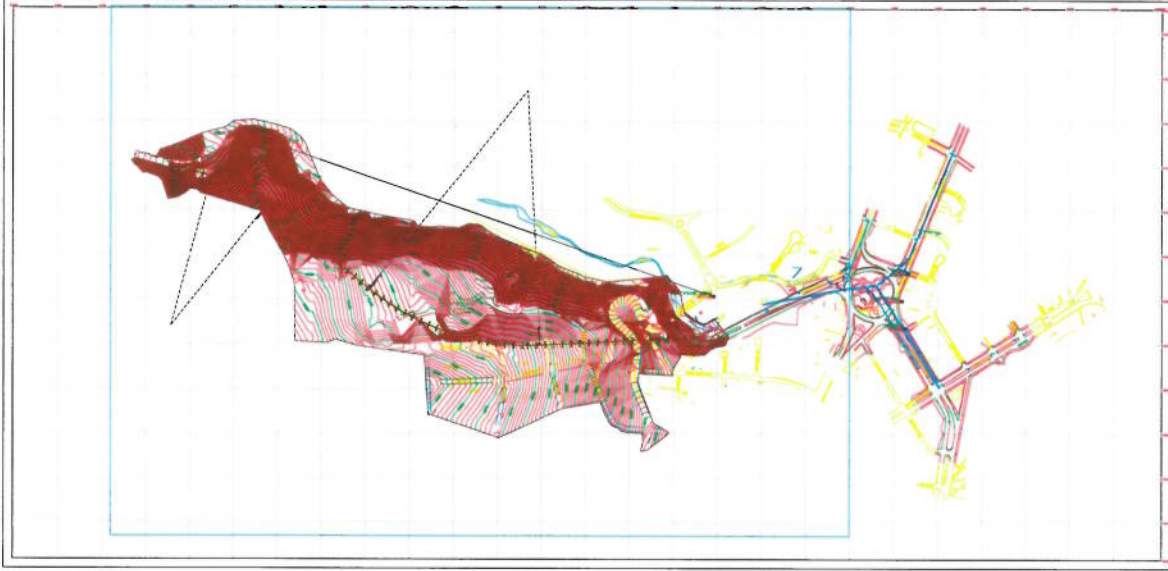


Figura 2: Topografía del área sobre el Túnel Oswaldo Guayasamín tomada en 2010
Fuente: PUCE

2.3.5. Comparación de la topografía interior y exterior con los planos de diseño del túnel

Como se mencionó en el numeral 2, la información del diseño geométrico del Túnel Guayasamín Sur se encuentra en los archivos KM1-3SUR.dwg y KM2SUR.dwg, esta información se contrastó con el levantamiento exterior e interior del túnel con el fin de determinar su concordancia.

Para verificar la consistencia de la información entregada por la EMOP, se constató lo siguiente:



1. Los planos KMI-3SUR.dwg y KM2SUR.dwg son parte de un cuerpo mayor de archivos entregados por la EMOP a la PUCE.
2. Los planos KMI-3.dwg y KM2SUR.dwg fueron encontrados en las carpetas \\2.12 Vias\ \BATAN 1\VIAS\ y \Planos finales\vias. En la tarjeta consta el logotipo de la EMOP, así como los logotipos de las compañías: ASTEC, HIG GECO y L&G consultores. La fecha del plano KMI-3SUR.dwg es mayo de 2002 y, su número, VIA-PL-DG.005. La fecha del plano KM2SUR.dwg es 01 de abril de 2002 y su número es PL-VIAS-06.
3. En el área de trabajo Model Space de AutoCad de los planos KMI-3SUR.dwg y KM2SUR.dwg, se encontraron dos cuadrículas, las mismas que eran idénticas en los dos archivos digitales. Las cuadrículas, de acuerdo con la rotulación de coordenadas de los planos, se ubicaban correctamente en el espacio modelo de AutoCad.
4. Los planos KMI-3.dwg y KM2SUR.dwg tenían dentro de sus bloques, referencias a los planos topols.dwg y topozs.dwg.
5. Cuando se abrieron en AutoCad los planos topols y topozs.dwg, se encontró que, aunque en estos planos no existían cuadrículas, sin embargo, éstos se ubicaban en la zona del túnel.

La conclusión después del análisis de consistencia los planos KMI-3SUR.dwg y KM2SUR.dwg, información entregada por la EMOP, fue que esta efectivamente correspondía al diseño geométrico del túnel y, por lo tanto, podía ser utilizada para las comparaciones con la topografía tomada en el año 2010.

Se debe indicar que los planos KMI-3.dwg y KM2SUR.dwg se encontraban replicados en varias carpetas, por lo tanto, existe la posibilidad de que hayan varias versiones de los mismos y, por la premura, se revisaron en forma somera, constatando en rasgos generales su consistencia, únicamente se revisaron detalladamente los planos KMI-3SUR.DWG y K2SUR.dwg de la carpeta VIAS. La información contenida en estos planos muestra tramos en los espacios modelo y papel de AutoCad, así, en el plano KMI-3SUR.dwg, se encuentra la información de los kilómetros 1 y 3, mientras que en el plano KM2SUR.dwg.

Antes de realizar las comparaciones entre el diseño y la ejecución, los planos de diseño geométrico de túnel se sujetaron al siguiente procedimiento:

6. Para trabajar con mayor comodidad, en los planos KMI-3.dwg y KM2SUR.dwg se sustituyeron las referencias a los bloques topols y topozs, por los bloques tomados desde los archivos topols.dwg y topoz.dwg, respectivamente. Para realizar este cambio, la importación de los archivos topols.dwg y topozs.dwg se realizó sin marcar las casillas de verificación de punto de inserción y de especificación de la escala. El resultado de esta



operación fue la superposición precisa² de los bloques de referencia con los bloques importados de los archivos de la EMOP.

7. En los planos topols.dwg y topozs.dwg, se encendieron todas las capas y se encontró que en la capa G-PTID constaba un conjunto de puntos que concordaban bastante bien con los bordes de pavimentos y bordillos tomados en la topografía del año 2010 exterior al túnel.

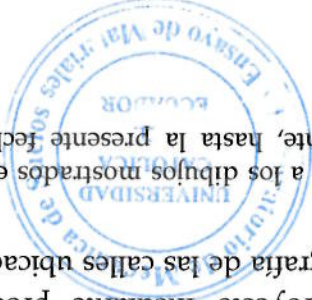
8. Se unieron los espacios modelo de los planos KMI-3SUR.DWG y K2SUR.dwg para facilitar su superposición con la topografía levantada en el año 2010.

Finalmente, la comparación entre lo diseñado y lo ejecutado se realizó mediante el procedimiento que se describe a continuación:

1. Se quitó toda la topografía de los planos KMI-3SUR.dwg y KMI2SUR.dwg, con el fin de dejar solamente los detalles relevantes del túnel y sus vías de acceso.
2. Se colocaron los puntos Puente y Roca sobre el plano KMI-3SUR.dwg, utilizando las coordenadas del informante.
3. Se importó como bloque el plano KMI2SUR.dwg al archivo KMI-3SUR.dwg, para obtener un solo plano de implantación de todo el túnel, denominado "túnel sur total.dwg".
4. Se generó un plano en coordenadas TMQ en donde se dibujaron segmentos de las calles al norte del túnel. El plano se llamó calles.dwg.
5. Se importó como bloque el plano "calles.dwg" al plano "túnel sur total.dwg".
6. Se colocó el punto Roca del plano "calles.dwg" sobre el punto Roca del plano "túnel sur total.dwg".
7. Se giró la alineación Roca-Puente del plano "calle.dwg" hasta que este sobre la alineación Roca-Puente del plano "túnel sur total.dwg".
8. Se realizaron varios movimientos del bloque "calles" hacia el norte y el este, hasta lograr que las calles González Suarez y Bosmediano de este plano y las calles González Suarez Bosmediano del plano "túnel sur total.dwg" tengan su mejor coincidencia.

Luego de la revisión de la nueva información generada, se decidió tomar topografía complementaria sobre el Barrio Bellavista de la ciudad de Quito, porque se conjeturó que los planos de la zona adyacente al túnel correspondían a cartografía digital que fue ajustada al proyecto mediante procedimientos topográficos. Por lo tanto, si se tomaba topografía de las calles ubicadas al norte

² La palabra "precisa", en este contexto, se refiere únicamente a los dibujos mostrados en los planos entregados por la EMOP, pues como se indicó anteriormente, hasta la presente fecha no se ha determinado el sistema de referencia empleado para el diseño.





del túnel, las mismas que en esencia no habían sufrido modificación y se superponía con la información de los planos KM1-3.dwg y KM2SUR.dwg, se podía tener un plano de la planta del túnel susceptible de ser ubicado dentro del sistema de coordenadas que sirvieron de base a los levantamientos del interior y exterior del túnel realizados en 2010.

La uniformización de toda la información anterior al estudio del año 2010 y la tomada en esa fecha, permitiría, a su vez, determinar si el eje de diseño y el eje de construcción eran o no coincidentes. Bajo este criterio, se decidió tomar topografía sobre las calles Bosaso, Bosmediano y varios pasajes transversales a estas calles y para la verificación de la precisión de la topografía de estas calles, se tomaron tres puntos de GPS sobre tres vértices de la poligonal topográfica. Estos trabajos se realizaron antes de elaborar las conclusiones finales del informe, las mismas que, en lo fundamental, se citan a continuación (ver informe de topografía del año 2010):

1. Como resultado de la toma de la topografía complementaria, se pudo determinar que el tramo central del túnel pasa por debajo de las canchas alejado de la Via Interoceánica alrededor de 240 m.
2. Una de las conclusiones más relevantes del estudio de topografía del año 2010, es que se pudo establecer que las bocas oriental y occidental del túnel están muy cercanas a la ladera, sin embargo, el túnel entre las abscisas 0+100 y 0+1200 se encuentra alejado de la Via Interoceánica entre 100 m y 240 m.
3. La comparación de los planos de diseño con la topografía obtenida en el año 2010, también permitió determinar que, tal como está construido el túnel, la alineación de entrada al túnel en el lado occidental es una sola recta, a diferencia con el proyecto, en donde se muestra la planta de un túnel falso en curva, a través del cual se ingresa al túnel.
4. Como resultado del proceso de superposición de los planos de diseño y los planos se encontró que, en términos generales, las alineaciones del diseño en planta correspondían muy bien con las que se encontraron en la obra ejecutada.

Las conclusiones siguientes se toman del informe del año 2010 y actualmente se las puede considerar erróneas en magnitud, sin embargo son explicables porque en aquella fecha, la PUCB no se había materializado el eje constructivo del túnel y la estimación de la distancia entre el eje de diseño y el ejecutado se la hizo partiendo de datos de baja precisión, pues la colocación de los detalles sobre el túnel se la hizo mediante cartografía digitalizada, la misma que constaba en el diseño geométrico de los planos KM1-3SUR.dwg y KM2SUR.dwg, cuyo sistema de referencia es desconocido. Las conclusiones en mención, se tomaron del informe del año 2010 y en el presente informe, los cambios introducidos en el



presente informe no alteran su esencia, las modificaciones introducidas, lo único que hacen es explicar el sentido del desplazamiento, el mismo que fue verificado en el archivo de trabajo `túnel+triangulacin.dwg`, elaborado por la PUCE. Adicionalmente, existe un cambio en la numeración de las conclusiones con respecto al informe de 2010.

1. El eje de la topografía actual está separado del eje de diseño alrededor de 1.20 m hacia el interior de la montaña.
2. El eje de la boca oriental del túnel construido, se separa del eje de diseño 1.35 m hacia el interior de la montaña.
3. El eje de la boca occidental del túnel, se separa del eje de diseño 3.52 m hacia el interior de la montaña.
4. La separaciones del eje del túnel en las abscisas 0+010, 0+020, 0+030, 0+040 y 0+040 son 2.44 m, 1.67 m, 1.20 m, 1.02 m y 1.03 m, respectivamente, hacia el interior de la montaña.

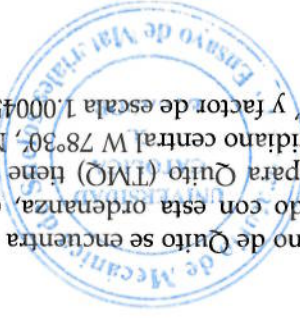
2.4. Trabajos de levantamiento del año 2014

El estudio de topografía en el año 2014, a diferencia del estudio realizado en el año 2010, trató exclusivamente de la toma de datos interior al túnel, su objeto es, mediante la comparación de secciones entre los levantamientos realizados en el año 2010 con los del año 2014, detectar cambios de la geometría del interior del Túnel.

En esta ocasión, se utilizó el sistema de referencia del Distrito Metropolitano de Quito³ porque, en este sistema, las distancias medidas con estaciones totales son prácticamente iguales a las que se determinan mediante el uso de los equipos de GPS, adicionalmente, esta decisión, para efectos de comparación de las topografías tomadas en 2010 y 2014, obligó a reprocesar la topografía del año 2010, este proceso se halla descrito en el informe de ALIASERV de septiembre de 2014, debiendo indicarse, que ALIASERV fue la empresa encargada de los levantamientos interiores del túnel en las dos oportunidades.

Una vez decidido que el sistema de referencia a ser empleado fuese el TMQ y la base de partida fuera la denominada Puente - Roca, se asignaron coordenadas a los vértices Puente y Roca y se procedió a enlazar los levantamientos interiores de 2010 y 2014 a esta base.

³ El Sistema de Referencia Espacial para el Distrito Metropolitano de Quito se encuentra definido en la Proyección Cartográfica Transversa de Mercator Modificada para Quito (TMQ) tiene las siguientes características: zona 17, Sur Modificada, elipsoide WGS84, meridiano central W 78°30', Norte Falso 10 000 000 m, Este Falso 500 000 m, origen de latitudes N 0° 00' 00" y factor de escala 1.0004584.





2.4.1. Trabajos de levantamiento del año 2014

Para este estudio se realizaron las siguientes actividades:

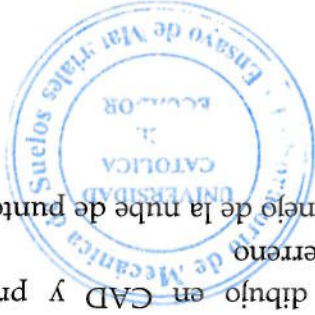
- Se estableció como coordenada fija del proyecto para el proceso de las coordenadas de la red geodésica al punto de referencia ALIAERV. Este punto se encuentra enlazado a la red del IGM.
- Se colocaron los Puntos de Control con GPS y mediante receptores GPS/GNSS de doble frecuencia se determinaron las coordenadas TMQ-WGS84 de los seis puntos de control que se encuentra en los diferentes frentes del Túnel, entre estos puntos, se encuentran los vértices Puente y Roca.
- Se realizó en enlace a los Puntos de Control del lugar utilizando estaciones totales.
- Se tomaron los datos a lo largo del Túnel Guayasamín utilizando el Escáner Laser. De acuerdo con la información dada por ALIAERV (ver Memoria técnica de procesos [Informe ampliado], 2014), la nube de puntos levantada se compone de mil quinientos millones de puntos, tomados desde 71 posiciones en un lapso de tiempo de seis y media horas en la noche y madrugada de los días 30 y 31 de septiembre de 2014.
- Procesamiento de datos en oficina.

La toma de datos del interior del túnel utilizó el siguiente equipo:

- Una estación total de 5" de precisión marca SOKKIA modelo 550RX.
- Dos escáner láser marca RIEGL modelo VZ-400
- Dos receptores de doble frecuencia GPS/GNSS marca SOKKIA modelo GSR2700 ISX de DOBLE FRECUENCIA y dos (2) receptores GPS/GNSS modelo ProMark500

El procesamiento de los datos se realizó mediante el siguiente equipo y software:

- Computadores (Procesador Intel i7 o similar, tarjeta gráfica de alto rendimiento con memoria de 1 GB, memoria RAM de mínimo 8 GB)
- Software SpectrumSurvey para el post-proceso de los datos GPS/GNSS
- Software RISCANPRO 1.7 para el proceso de la información del Escáner Laser 3D
- Software AutoCAD y Civil3D para dibujo en CAD y proceso de la información para el modelo digital del terreno
- Software PointCloud KUBIT para el manejo de la nube de puntos dentro del entorno AutoCAD





2.4.2. Resultados obtenidos

La toma de datos de los trabajos de campo realizados en 2014, una vez realizado su procesamiento, permitió la elaboración de planos de planta y secciones transversales del interior del túnel.

Antes de proceder a las comparaciones, la topografía del interior del túnel tomada en el año 2010 se procesó nuevamente, para lo cual se utilizó el sistema de referencia TMQ, con el fin de compatibilizarla con la topografía tomada en 2014. La compatibilización se debió realizar para las posiciones de toma de datos denominado Multi Station Adjustment, capaz de realizar una comparación de las superficies obtenidas de millones de puntos y colocar cada una de las posiciones en el sitio correcto mediante ajustes de mínimos cuadrados.

Posteriormente, la topografía interior del túnel tomada en 2010 se superpuso con la topografía tomada en 2014, por tanto, en los nuevos planos, aparecen tanto las secciones tomadas en el año 2010 como las tomadas en 2014, lo cual permite su comparación y la detección de cambios de geometría en este periodo.

2.4.3. Conclusiones de los trabajos de topografía del año 2014

De los estudios de topografía del interior del Túnel Guayasamin efectuados en 2014 (ver Anexo 6) y comparados con los de 2010 se puede concluir:

- Solamente en dos tramos del túnel, las mediciones de 2010 y 2014 muestran discrepancias superiores a 1 cm, que es la precisión del equipo. Los tramos en mención son: Tramo 1, entre las abscisas 0+365 y 0+420 (55 m); y, Tramo 2, entre las abscisas 0+565 y 0+615 (50 m).
- En el Tramo 2, según los datos, en la abscisa 0+595, se había producido un ensanchamiento de la sección. En este caso, el Laboratorio de Suelos y Materiales contrató un equipo de topografía de gran experiencia para que concurre al túnel, ubique la abscisa 0+595 y tome datos de esta sección en particular, llegando a la conclusión que los datos tomados por la estación total coincidirían bastante bien con los datos tomados en 2010, por lo tanto, se desechó el posible ensanchamiento de la sección por tratarse de un error instrumental en la toma de datos.

2.5. Trabajos de topografía del año 2015

Con el propósito de vigilar el comportamiento de la estructura, a partir del estudio 2014-2015, se decidió recomendar que se realicen labores de monitoreo continuo del túnel y





para este fin, se decidió materializar una poligonal cerrada geométrica y matemáticamente en la que, necesariamente, debían estar los vértices denominados Puente y Roca que habían servido como base para los trabajos del año 2010, además, la materialización del eje del túnel deja abierta la posibilidad de conocer mejor si el túnel había sufrido desplazamientos o no.

En el año 2015, se realizaron trabajos los siguientes trabajos de topografía:

- Materialización y abscisado del eje del túnel. Este trabajo se lo hizo en agosto de 2015. El abscisado se lo hizo cada 20 m, asignando la abscisa 0+000 al portal occidental de entrada al túnel.
- Materialización de una poligonal cerrada cuyo recorrido, tiene dos tramos, uno interior al túnel y otro exterior, que pasa por los vértices Puente y Roca. Este trabajo se hizo en septiembre de 2015. En lo que tiene que ver con el tramo interior, sus vértices se colocaron sobre el eje interior al túnel, materializado en agosto de 2015, de tal manera que, éste sea parte de la denominada poligonal exterior.
- Toma de datos de distancias, ángulos horizontales y verticales de la poligonal cerrada interior y exterior.
- Nivelación de la poligonal cerrada y de las abscisas de eje interior del túnel.

2.5.1. Materialización de una poligonal cerrada para control del túnel

La poligonal materializada tuvo dos ramales principales, el primero, exterior al túnel y pasa por los vértices Puente y Roca, los mismos que se enlazan a los vértices "Ref. 2" y "Muro", respectivamente. El segundo ramal va por el interior del túnel y se enlaza a los vértices "Ref. 2" y "Muro" en los extremos occidental y oriental, respectivamente. Tanto la colocación como mediciones sobre la poligonal se encargaron a un equipo experto de topografía.

Entre los principales detalles de la poligonal cerrada que se materializó se encuentran:

- La poligonal materializada es cerrada matemática y geométricamente, de tal manera que se pueda medir su error angular y lineal.
- El ramal exterior de la poligonal pasa por los vértices Puente y Roca a los que se ataron los levantamientos interior y exterior del año 2010.
- El ramal interior al túnel viaja sobre la junta de construcción en el pavimento de hormigón, lo que facilita su localización, medición y posterior monitoreo.
- Las mediciones realizadas sobre la poligonal son de ángulos, distancias y cotas.



El equipo que se utilizó para las mediciones topográficas está conformado por:

- Una estación Leica de precisión angular de un segundo, montada sobre trípode de madera y debidamente calibrada por el representante de la marca
- Un nivel Wild NK-2, óptico-mecánico, automático.

2.5.2. Procesamiento de las mediciones de la poligonal cerrada de control del túnel

Una materializada la poligonal y realizadas las respectivas mediciones, se procedió a cuantificar sus errores de cierre angular, longitudinal y de altura. Los resultados que se obtuvieron se adjuntan al presente informe, dentro del anexo de topografía, en estos se muestra que los errores de cierre angular y lineal fueron 2.68 segundos 2.95 cm, respectivamente.

En lo referente al error angular, éste es totalmente aceptable, de acuerdo con la tolerancia para una poligonal cerrada de primer orden, que se calcula de acuerdo con la FGCS⁴ como:

$$e = c\sqrt{k}$$

Donde $c=1.4''$ y $k=13$, por lo tanto:

$$e = 5.05''$$

En lo que tiene que ver con las distancias, la longitud de la poligonal es de 2838.322 m, por lo que la precisión relativa es $2838.322/2.95 = 1:96214$, se debe indicar que no se ha encontrado una especificación que regule este valor, sin embargo, se puede observar que la precisión relativa es de muy alta calidad. Las mediciones angulares horizontales se hicieron mediante seis "reiteraciones": dos desde la posición 0°, dos desde la posición 180°, una desde la posición 90° y una desde la posición 270°.

Las mediciones lineales se realizaron mediante el sistema EDM de la estación sobre un miniprisma. El registro de observaciones muestra que las distancias se midieron dos veces, una de "ida" y otra de "vuelta". La distancia utilizada para el cálculo del error longitudinal.

⁴ Federal Geodetic Control Subcommittee de los Estados Unidos.





2.5.3. Análisis de los resultados de las mediciones de la poligonal cerrada de control del túnel

2.5.3.1. Estudio de la planta del túnel

Los resultados de la medición de la poligonal se compararon con mediciones en el ramal exterior. Las mediciones del ramal exterior se hicieron utilizando un equipo de geoposicionamiento, de marca STONEX. La toma de datos se realizó mediante cuatro antenas, las mismas que se ubicaron en los vértices: Ref. 2, Puente, Roca y Muro. El método aplicado para la toma de datos fue el método estático y los resultados del postproceso se adjuntan en el anexo al presente informe. Del conjunto de coordenadas obtenidas de los cuatro vértices mencionados, se muestran en la Tabla 5 únicamente las de los vértices Puente y Roca, calculadas para Quito con los elipsoides PSAD56 y WGS84.

Tabla 5: Coordenadas de los vértices Puente y Roca en TMQ-PSAD56 y TMQ-WGS84

TÚNEL OSWALDO GUAYASAMÍN - DATOS TOMADOS EN OCTUBRE DE 2015

Transverse Mercator (TMQ_PSAD56) Psad56

COORDENADAS		ALTURA			
PUNTO	NORTE	ESTE	ELIPSOIDAL	ORTOMÉTRICA	DELTA N
	9979261,426	502671,558	2792,596	2766,908	
PUNTE	9978904,716	503717,708	2762,701	2736,978	-356,710
ROCA	9978537,808	503479,363	2791,819	2766,096	1046,143
					1105,293

SISTEMA CARTOGRAFICO

Transverse Mercator-WGS84 (TMQ-WGS84)

COORDENADAS		ALTURA			
PUNTO	ESTE	NORTE	ELIPSOIDAL	ORTOMÉTRICA	DELTA N
	9978894,518	502433,220	2821,732	2796,044	
PUNTE	9978537,808	503479,363	2791,819	2766,096	-356,710
ROCA					1046,143
					1105,286

Fuente: Elaboración: PUCF (año 2015)

La asignación de coordenadas utilizando el meridiano W 78°30' y los Norte y Este falsos de Quito aplicados a PSAD56, se la hizo tomando en consideración que la Ordenanza Municipal 225, en la cual se define el Sistema de Referencia de Quito, se emitió en el año 2007 y existía la posibilidad de que se hayan calculado las coordenadas de los vértices Puente y Roca utilizando este criterio. Esta asignación se realizó como último recurso para conocer el sistema de referencia del constructor.



La comparación entre las coordenadas mostradas en la Tabla 5 y las dadas por el Informe en la Tabla 2, muestran diferencias mayores al metro, por lo que, al sistema de referencia del Constructor en este informe se lo calificará como "desconocido", pues no se conoce al geóide al cual está referido.

De los resultados de la Tabla 5, se puede concluir que la distancia medida entre los vértices Puente y Roca en el sistema de referencia TMQ PSAD56 es 1105.293 m, mientras que, en el sistema TMQ, la distancia registrada es 1105.286 m, por lo tanto, existe una diferencia de 7 mm. Si se calcula la distancia entre los puntos Puente y Túnel, a partir de las coordenadas del Informe (ver Tabla 2) ésta es 1105,246 m, es decir, 4,7 cm menor que la distancia medida en el sistema TMQ PSAD56 y 4.0 cm menor que aquella que se midió en el sistema TMQ, por lo que se puede hablar de que todas las medidas son concordantes.

A partir de este momento, por la precisión y exactitud de las medidas obtenidas en octubre de 2015, el sistema de referencia que se utilizará será el TMQ, por lo tanto, las coordenadas planas (Norte y Este) de los puntos Puente y Roca, serán las indicadas en la Tabla 5, mencionada aparte merecen las cotas de estos puntos y este aspecto se discutirá cuando se analicen los datos de nivelación.

Una vez realizado este análisis, se adoptó como hipótesis de trabajo que la base Puente Roca era la que utilizó el constructor en el replanteo del túnel. La aceptación de esta hipótesis de trabajo, en caso de ser afirmativa, permitiría conocer si el diseñador y el constructor utilizaron el mismo sistema de referencia.

La Figura 3, entregado por el Informe en septiembre de 2015, muestra los azimuts de las alineaciones que empleó el constructor para el replanteo del túnel y marca las abscisas de ciertos puntos notables del eje, así como algunas coordenadas. La información mostrada en la Figura 3 se utilizó para generar la Figura 4, se calcularon las coordenadas de los PI horizontales N° 2 y N° 3 y se observó que las coordenadas del primero eran idénticas a las de las tablas de coordenadas del PI N° 2 del plano KMS2SUR.deg, por lo tanto, se confirmó que el sistema de referencia del diseñador y del constructor era el mismo.



Tabla 6: Coordenadas de los vértices, azimuts de las alineaciones y ángulos de deflexión del diseño geométrico en planta del Túnel Guayasamin-Sur

COORDENADAS		AZIMUT			DEFLEXIÓN	
	NORTE	°	'	"	°	'
	ESTE	°	'	"	°	'
KM 0+000	9979297,286	502558,799				
PI N° 1	9979349,901	502665,524	63	45	25,02	23
PI N° 2	9979379,655	503286,854	87	15	30,01	41
PI N° 3	9979008,075	503744,537	129	4	19,70	23
PI N° 4	9978911,000	504096,000	105	26	25,28	

Fuente: EMOP (2010). Planos KMI-3SUR.dwg y KM2SUR.DWG



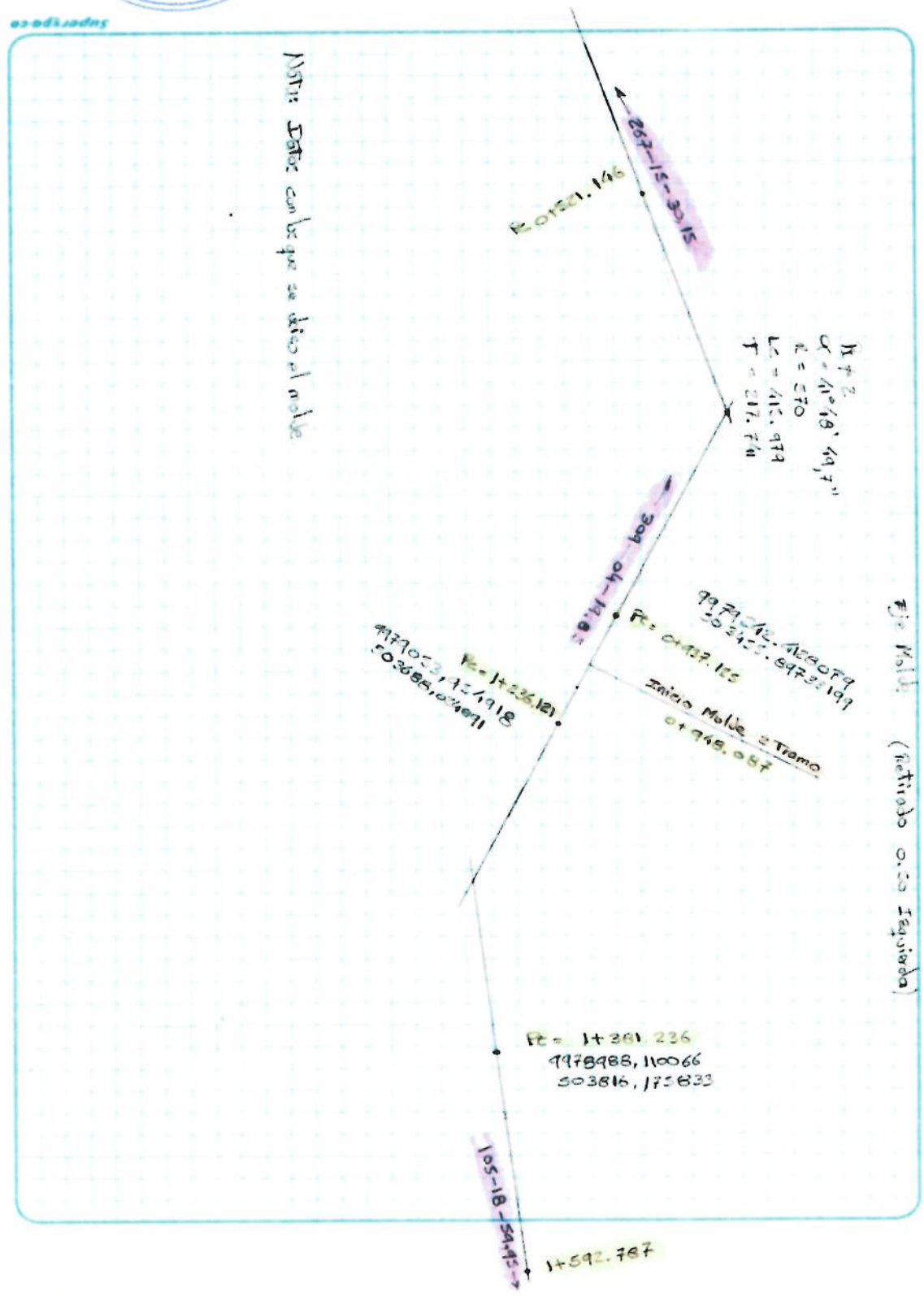


Figura 3: Geometría en Planta para la construcción del Túnel Guayasamin - Sur
 Fuente: Informante (2010)
 Nota: Las coordenadas indicadas no están en el sistema de referencia de Quito (TMQ)



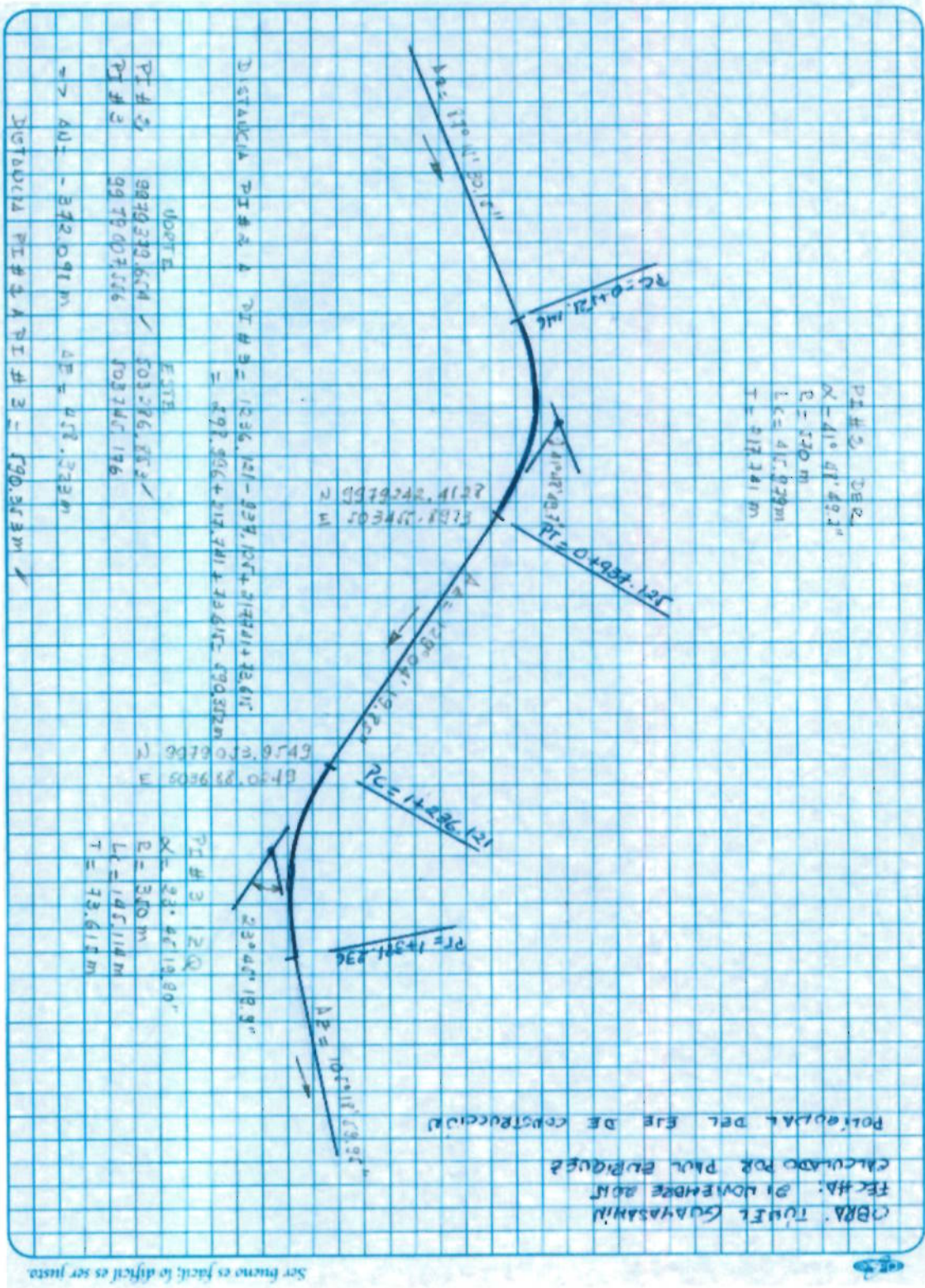


Figura 4: Cálculo completo de la Geometría en Planta para la construcción del Túnel Guayasamin - Sur
 Fuente: Informante (2010), Elaboración: PUCE
 Nota: Las coordenadas indicadas no están en el sistema de referencia de Quito (TMQ).





La Tabla 7 muestra las coordenadas de los puntos notables del eje de diseño y se lo hizo como comprobación de los cuadros mostrados en los planos KMI-3SUR.DWG y KM2SUR.DWG. Se comprobó que las coordenadas calculadas son idénticas a las indicadas en los planos de diseño, por lo tanto, si esta información se la compara con la que se generó a partir de la Figura 3, se puede medir que tan acercada resulta la ejecución al diseño.

Tabla 7: Coordenadas del eje de diseño geométrico en planta del Túnel Guayasamin-Sur

CALCULADAS		ABSCISA	DIST. PARC.	AZIMUT	DELTA N	DELTA E	LATITUD	LONGITUD
INICIO	0,000						9979297,286	502558,799
PC	50,346	50,346	63,757	22,262	45,157	9979319,548	502603,956	
PORTAL ENTRADA	130,000	79,461	70,672	26,300	74,982	9979345,848	502678,938	
PT	185,704	134,411	75,508	33,637	130,135	9979353,185	502734,090	
TÚNEL VERDADERO	188,670	2,966	87,258	0,142	2,963	9979353,326	502737,053	
PC	521,361	335,657	87,258	16,055	335,273	9979369,240	503069,363	
PT	937,341	406,810	108,165	-126,826	386,535	9979242,414	503455,898	
PC	1235,910	298,569	129,072	-188,188	231,795	9979054,226	503687,693	
PT	1380,268	143,337	117,256	-65,644	127,422	9978988,582	503815,115	
FINAL TÚNEL	1405,000	24,732	105,440	-6,585	23,839	9978981,997	503838,954	
PORTAL SALIDA	1430,000	25,000	105,440	-6,656	24,098	9978975,341	503863,052	

Fuente: EMOP (2010). Planos KMI-3SUR.dwg y KM2SUR.DWG

Tabla 8: Coordenadas de los PI y ángulos de deflexión del eje de construcción del Túnel Guayasamin-Sur

PROYECCIONES		COORDENADAS		AZIMUT
VÉRTEICE	DISTANCIA	DELTA N	DELTA E	NORTE
INGRESO				ESTE
PI N° 2	594,398	28,431	593,717	9979379,654
PI N° 3	590,353	-372,099	458,322	9979007,556
SALIDA	171,6301	-45,337	165,534	9978962,219

Fuente: Informante (ver Figura 3). Elaboración: PUCE





Nota: En la parte superior se observa el eje de construcción teórico. En la parte inferior se observa el trasado del eje del túnel medido en el 2015.

Fuentes: Informante (2010) y PUCB (2015) Trabajos de campo de levantamiento del eje del túnel.

Figura 7: Geometría en Planta del Túnel Guayasamín - Sur graficados en el sistema de referencia TMQ

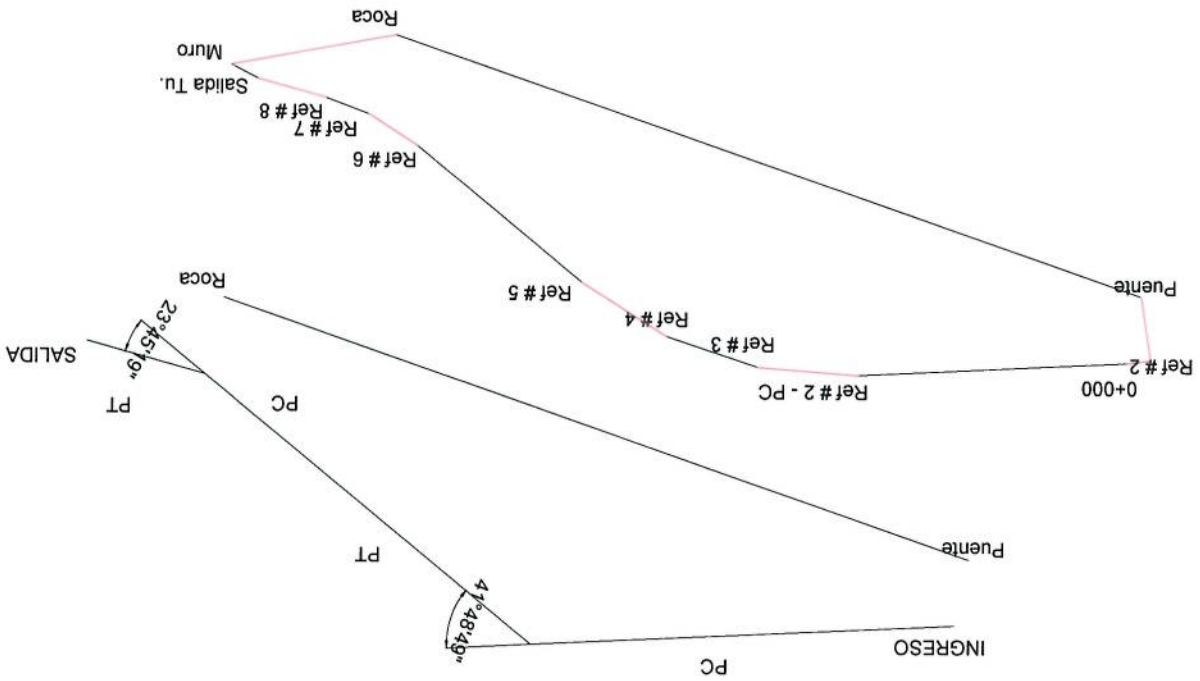


Figura 6: Geometría en Planta actual del Túnel Guayasamín - Sur
Fuente: Trabajos de campo de la PUCB (2015). Sistema de Referencia TMQ. Elaboración: PUCB

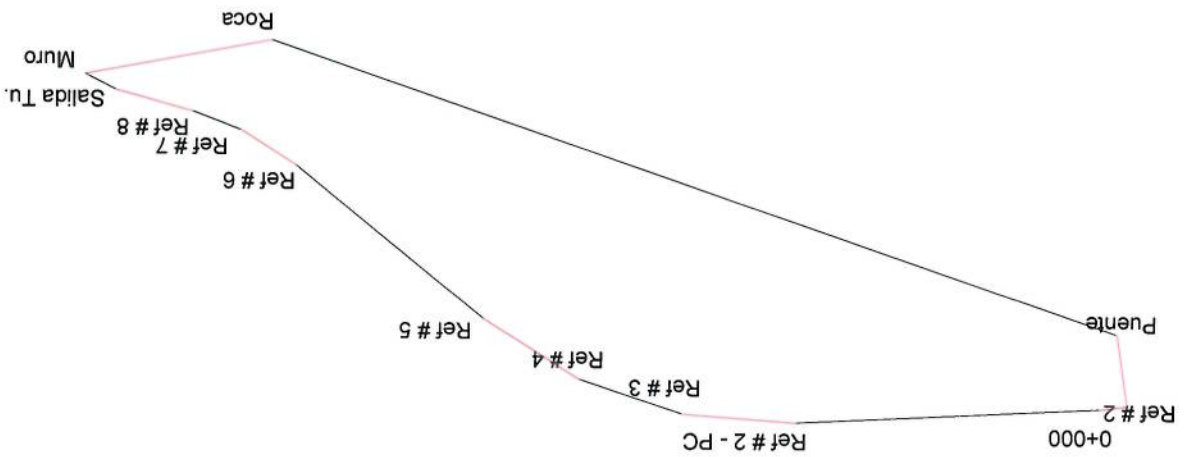




Tabla 9: Traslado y rotación de coordenadas de la geometría de construcción al sistema de referencia TMQ (Ver Cuadro 8)

GIRO		T =	0,999999838	-0,00180140
Decimal	°	'	0,00180140	0,999999838
				11,56

SISTEMA DE REFERENCIA DESCONOCIDO		PROYECCIONES		PROYECCIONES		COORDENADAS	
PUNTO	Y	X	DELTA DELTA	DELTA DELTA	N	E	COORDENADAS
PUENTE	9979260,166	502673,276	0,000	0,000	0,000	0,000	9978894,518
ROCA	9978901,585	503718,737	-358,581	1045,461	-356,697	1046,105	9978537,821
INGRESO	9979351,223	502693,137	91,057	19,861	91,093	19,697	9978985,611
PI N° 2	9979379,654	503286,854	119,488	613,578	120,594	613,362	9979015,112
PI N° 3	9979007,556	503745,176	-252,610	1071,900	-250,679	1072,353	9978643,839
SALIDA	9978962,219	503910,710	-297,947	1237,434	-295,717	1237,968	9978598,801

COORDENADAS		PROYECCIONES		AZIMUT			
PUNTO	NORTE	ESTE	DELTA DELTA	N	E	Decimal	°
PUENTE	9978894,518	502433,220					
ROCA	9978537,821	503479,325	-356,697	1046,105	108,828	108	49
INGRESO	9978985,611	502452,917					
PI N° 2	9979015,112	503046,582	29,501	593,665	87,155	87	9
PI N° 3	9978643,839	503505,573	-371,273	458,991	128,969	128	58
SALIDA	9978598,801	503671,188	-45,038	165,615	105,213	105	12



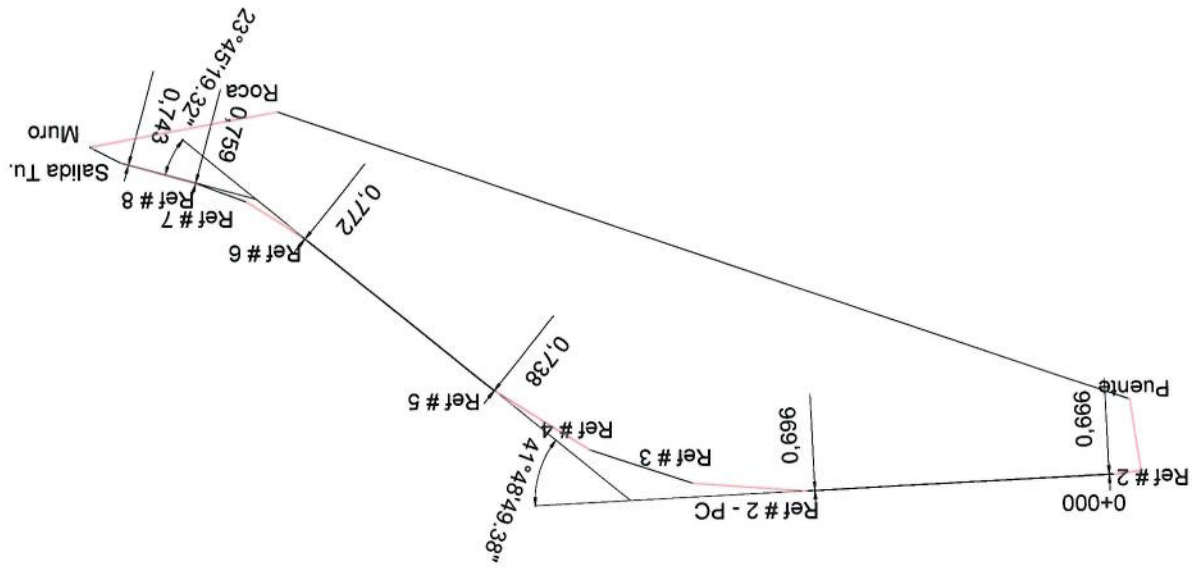


Figura 8: Superposición de la poligonal cerrada materializada en 2015 con el eje supuesto de construcción

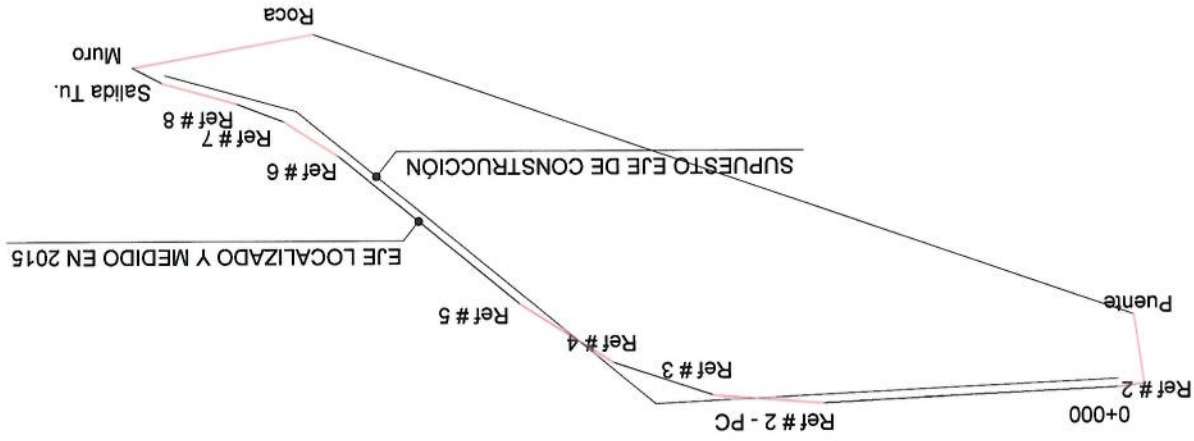


Figura 9: Esquema del desplazamiento del eje supuesto de construcción con el eje interior al túnel medido en 2015

En la Tabla 8, en base a la información de las Figuras 3 y 4, se utilizaron las coordenadas y abscisa del PT de la curva del PI N° 2, así como las coordenadas y abscisa del PC de la curva del PI N° 3, para determinar las coordenadas de los PI N° 2 y N° 3. Los cálculos muestran que, tanto para el Constructor como para el Diseñador, el PI N° 2 tiene las mismas coordenadas. Puesto que en la Figura 3, no se indican las abscisas del INGRESO y de la SALIDA, las distancias de los tramos rectos de las alineaciones de entrada y salida se tomaron similares a las encontradas en la medición del eje interior al túnel en 2015, esto se lo



hizo para poder establecer las comparaciones entre lo ejecutado y las mediciones de 2010, 2014 y 2015.

Entre las variaciones más importantes entre el proyecto y la ejecución, se observa que en la Figura 5 el proyecto original del Túnel Guayasamin-Sur, luego de la abscisa 0+000 había previsto la ejecución de una curva, que fue eliminada al momento de la construcción, pues esta no aparece en las Figuras 6 y 7. Adicionalmente, al observar las Tablas 6 y 8, las alineaciones desde el INGRESO al PI N° 2 y desde el PI N° 2 al PI N° 3 tienen el mismo azimut para el diseñador y el constructor, no así la alineación desde el PI N° 3 a la SALIDA. Por lo tanto, la construcción realizó un cambio del ángulo de deflexión en la curva del PI N° 3, que originalmente fue $23^{\circ} 37' 54,42''$ a $23^{\circ} 45' 19,91''$, siendo la variación de $7' 25,49''$ y se conservó el sentido de giro izquierdo de la curva.

Si se comparan los datos de la Tabla 6, de la Figura 4 y de la Tabla 8, se concluye que el PI N° 3 no tiene las mismas coordenadas para el diseñador y el constructor, sin embargo, están en el mismo sistema de referencia, lo que refuerza la hipótesis de trabajo que indicaría que el diseñador y el constructor utilizaron el mismo sistema de referencia. Con el fin de analizar la existencia de posibles desplazamientos, se consideró que los más importantes, de haberse producido, serían:

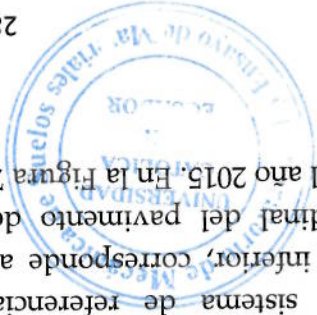
Giro global en planta del túnel

Ciros de las distintas alineaciones, sin movimiento de los puntos de INGRESO y SALIDA.

Giro global en planta del túnel

La Figura 6 muestra la poligonal cerrada levantada en 2015, la misma que pasa por los puntos 0+000, Ref. # 2 - PC, Ref. # 3, Ref. # 4, Ref. # 5, Ref. # 6, Ref. # 7, Ref. # 8 y Salida del Túnel, todos estos puntos están sobre la junta de construcción del pavimento de hormigón del túnel.

La Figura 7 muestra el desfase entre el proyecto y la construcción producido por la representación en diferentes sistemas de coordenadas. El alineamiento superior, corresponde al eje teórico de construcción, el mismo que está en un sistema de referencia desconocido, mientras que, el alineamiento inferior, corresponde al levantamiento del eje de la junta longitudinal del pavimento de hormigón del túnel, tal como se encontró en el año 2015. En la Figura 7



se puede ver que si se trasladada y rota adecuadamente la base Punte-Roca de la construcción para superponerla con la poligonal medida en 2015, se pueden medir las discrepancias entre el eje teórico de construcción y el eje construido del túnel.

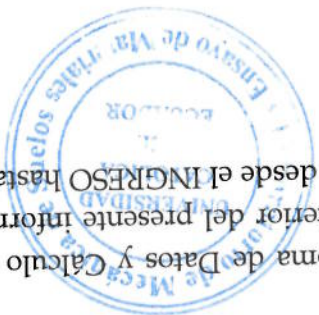
El traslado y rotación del supuesto eje teórico de construcción se realizó matemáticamente y los resultados se muestran en la Tabla 9, en donde, en el recuadro superior izquierdo se calcula el giro o diferencia de orientación con respecto al norte entre el sistema de referencia del constructor y el TMQ, la matriz T es la matriz de transformación por giro y los valores NORTE y ESTE bajo la columna WGS84 (TMQ) - COORDENADAS. Para la transformación se aplicó el factor de escalamiento igual al 1, es decir que, no se corrigió la distancia entre los vértices Puente y Roca deducida a través de los datos del informe, porque el factor de escalamiento, en caso de haberse empleado sería $1105,286/1105,246=1,000036191$, es decir, 0,036 mm por kilómetro, valor que es prácticamente irrelevante.

Tabla 10: Coordenadas medidas del eje del túnel construido del INGRESO (0+000) y SALIDA (1+334,892) túnel. Medición efectuada en 2015.

PUNTO	COORDENADAS		DELTA N DELTA E (m)	DISTANCIA
	NORTE	ESTE		
INGRESO	9978986,294	502453,154		
SALIDA	9978599,484	503671,562	-386,810	1218,407
				1278,334

En la Tabla 10 se muestran las coordenadas calculadas para el INGRESO (0+000) y la SALIDA (1+334,892) a partir del replanteo y datos tomados en 2015 del eje de la junta del pavimento del túnel construido, como se observa, entre estos dos puntos, la distancia es de 1278,334 m, mientras que, a partir de los datos de la Tabla 9, se calcula que esta distancia es 1278,206 m, es decir que existe una diferencia de 12,8 cm, lo cual indica que las distancias asumidas para la elaboración de las Tablas 8 y 9 son aceptables. Adicionalmente, el azimut de la línea teórica de construcción que une el INGRESO con la SALIDA, calculada a partir de los datos de la Tabla 9 es 107°36'54,09”.

De la información dada en el Anexo 2: Toma de Datos y Cálculo de Coordenadas de la Poligonal Exterior e Interior del presente informe, se tomaron las siguientes medidas: Azimut desde el INGRESO hasta la





REF # 2-PC, 87° 9' 1,88"; Azimut desde la REF # 5 hasta la REF # 6, 128°57'44,62" y; Azimut desde la REF # 8 hasta la SALIDA del túnel, 105°,13'21,65". Estas tres direcciones encontradas en 2015, corresponden a las de las alineaciones principales INGRESO-PI N° 2, PI N° 2-PI N° 3 y PI N° 3-SALIDA, por lo tanto, si se supone que el eje teórico de construcción fue ejecutado a la perfección, las diferencias de orientación medidas, deberían corresponder a movimientos después de la construcción.

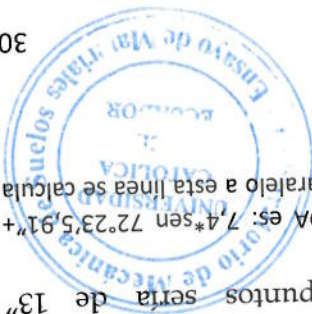
Tabla 11: Coordenadas calculadas de la SALIDA del túnel, utilizando los azimuts medidos en el año 2015.

TMQ (WGS84)		COORDENADAS		PROYECCIONES		AZIMUT		DISTANCIA		PUNTO	
								(m)		°	
		DELTA N		DELTA E		"		"		"	
503671,221	503046,580	9978598,875	502452,917	9978985,611							
503505,614	503046,580	9978643,940	503046,580	9979015,160							
128	87	9978598,875	503046,580	9978985,611							
57	9	9978598,875	503046,580	9978985,611							
44,62	1,88	9978598,875	503046,580	9978985,611							
590,353	594,398	9978598,875	503046,580	9978985,611							
-371,220	29,549	9978598,875	503046,580	9978985,611							
165,608	593,663	9978598,875	503046,580	9978985,611							
-45,065	593,663	9978598,875	503046,580	9978985,611							
171,630	594,398	9978598,875	503046,580	9978985,611							
21,65	1,88	9978598,875	503046,580	9978985,611							
13	9	9978598,875	503046,580	9978985,611							
105	87	9978598,875	503046,580	9978985,611							
128	87	9978598,875	503046,580	9978985,611							
57	9	9978598,875	503046,580	9978985,611							
44,62	1,88	9978598,875	503046,580	9978985,611							
590,353	594,398	9978598,875	503046,580	9978985,611							
-371,220	29,549	9978598,875	503046,580	9978985,611							
165,608	593,663	9978598,875	503046,580	9978985,611							
-45,065	593,663	9978598,875	503046,580	9978985,611							
171,630	594,398	9978598,875	503046,580	9978985,611							
21,65	1,88	9978598,875	503046,580	9978985,611							
13	9	9978598,875	503046,580	9978985,611							
105	87	9978598,875	503046,580	9978985,611							
SALIDA	PI N° 3	PI N° 2	INGRESO	PUNTO							

Por simplicidad, en la Tabla 11, se supuso que el INGRESO no se movió desde su construcción, mientras que la SALIDA sí lo hizo, por lo tanto, la diferencia de coordenadas para estos puntos en las Tablas 9 y 11, deberían representar los desplazamientos relativos entre éstos, luego de su construcción. La diferencia de la coordenada Norte es 9978598,875 - 9978598,801 = 0,074 m y, la diferencia en la coordenada Este es 503671,221 - 503671,188 = 0,033 m. Si el desplazamiento total se traduce a dos desplazamientos, uno paralelo al eje y otro perpendicular a él, los valores obtenidos son 0,91 cm y 8,05 cm, respectivamente.

El desplazamiento perpendicular a la línea que une el INGRESO con la SALIDA, indica un giro antihorario de la misma, es decir que, manteniendo fijo el punto de INGRESO, la SALIDA debería ir hacia el interior de la montaña, lo que prácticamente es imposible. En Caso contrario, si se mantendría fijo el punto de SALIDA, el INGRESO debería ir hacia el exterior de la montaña 8,05 cm y el giro que experimentarían la línea que une estos puntos sería de 13"

⁵ El desplazamiento perpendicular a la línea que une el INGRESO con la SALIDA es: $7,4 \text{ sen } 72,23'5,91'' + 3,3 \text{ sen } 17,36'54,09'' = 7,053 + 0,998 = 8,050 \text{ cm}$, mientras que el desplazamiento paralelo a esta línea se calcula como $3,3 \text{ cos } 17,36'54,09'' - 7,4 \text{ cos } 72,23'5,91'' = 3,15 - 2,24 = 0,91 \text{ cm}$



($\arctan[0,0805/1278]$) en sentido antihorario, al respecto, no se ha encontrado un desplazamiento de la magnitud indicada en el INGRESO del túnel, ni tampoco hay evidencia de éste en la montaña.

Tomando en consideración que la longitud del túnel es de 1335 m y que la longitud del encofrado que se utilizó para construir el revestimiento es de 12 m, probablemente el equipo de topografía tuvo que realizar al menos 111 plantadas con sus respectivos errores angulares al momento de realizar las orientaciones, también denominadas referenciamientos, que aun a pesar de los cuidados extremos que se hayan tomado, tendrían teóricamente un máximo error angular⁶ que puede haberse cometido en construcción de 10,54" ($1''\sqrt{111}=10,54''$). Nótese que la diferencia entre el máximo error teórico y el giro medido de la línea que une el ingreso con la salida del túnel es solamente de 2,46". De otro lado, el error angular calculado en la Poligonal Interior y Exterior, medida en 2015 es 2,67".

En conclusión, tanto por los errores que es posible que se hayan dado en construcción como los que se dieron en la medición del eje en el año 2015, el giro angular de la alineación INGRESO-SALIDA calculado, bien podría corresponder a un error de medición y, a menos que el Constructor entregue la información relativa al replanteo, esta afirmación no podrá ser aceptada o negada.

Giros de las distintas alineaciones, sin movimiento de los puntos de INGRESO y SALIDA

Al comparar las geometrías del eje teórico de construcción y del año 2015, se observa que éstas guardan un gran paralelismo. Adicionalmente, durante la medición del año 2015 se encontró que los tramos la junta del pavimento que no estaban dentro de las curvas horizontales, son prácticamente rectos y, asumiendo que desde la construcción hasta la fecha, los puntos de INGRESO y SALIDA no se han desplazado en planta, se pueden idealizar los giros de las alineaciones del túnel tal como se muestra en la Figura 10.

⁶ Si la apreciación angular de una estación total de muy buena calidad es de 1", entonces se puede asumir que éste es el error de plantada y por lo tanto, para calcular el máximo error angular se puede utilizar la ecuación 3.11 del libro *Topografía* de Paul Wolf y otros.





Debido a que todos los signos de los desplazamientos calculados son positivos, para que giren las alineaciones manteniéndose rectilíneas y

Utilizando el diagrama de desplazamientos de la Figura 10 se calculan $\delta_2 = 3,65$ cm y $\delta_3 = 7,85$ cm.

Los valores $0,696$ m y $0,666$ m se tomaron de la Figura 8, la distancia $376,48$ m es la abscisa medida en 2015 desde el INGRESO (0+000) hasta la Ref #2 PC y la distancia $594,398$ m se tomó de la Tabla 8.

$$\delta_1 = \frac{376,48}{0,696 - 0,666} \cdot 594,398 = 4,74 \text{ cm}$$

El desplazamiento δ_1 se calcula como:

$$\alpha_2 = 128^\circ 57' 62'' - 105^\circ 13' 21,65'' = 23^\circ 44' 22,97'' \text{ IZQ}$$

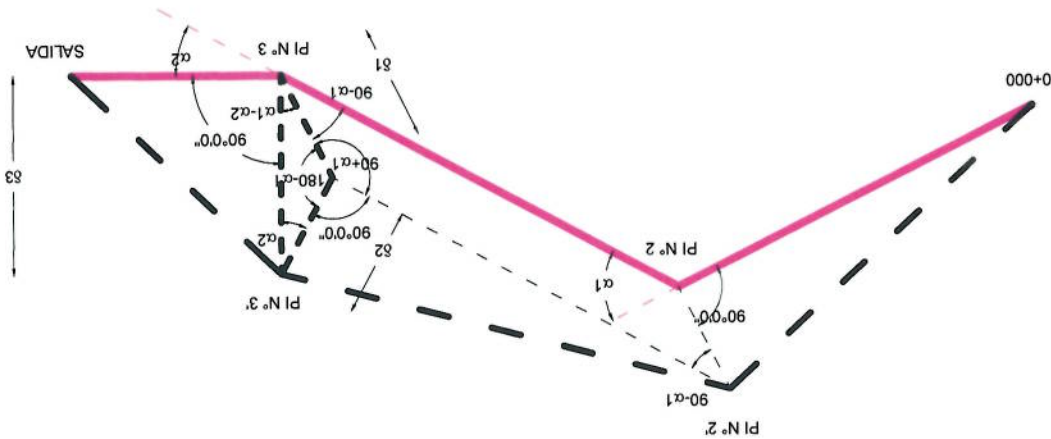
y,

$$\alpha_1 = 128^\circ 57' 62'' - 87^\circ 09' 1,88'' = 41^\circ 48' 42,74'' \text{ DER}$$

De los datos del ANEXO 2, TOMA DE DATOS Y CÁLCULO DE COORDENADAS DE LA POLIGONAL EXTERIOR E INTERIOR, se encuentra que los azimuts desde INGRESO (0+000) hasta Ref #2 PC, desde la Ref # 5 hasta Ref # 6 y desde la Ref # 8 hasta SALIDA, son: $87^\circ 09' 1,88''$, $128^\circ 57' 44,62''$ y $105^\circ 13' 21,65''$, respectivamente. Utilizando los azimuts indicados se obtienen los ángulos de deflexión:

Figura 10: Modelo idealizado de giros de las alineaciones manteniendo fijos los puntos de INGRESO y SALIDA

Fuente:



los puntos INGRESO y SALIDA no se desplacen, los vértices PI N° 2 y PI N° 3, deberían haberse desplazado hacia el interior de la montaña.

Si se toman exclusivamente las discrepancias de alineación entre la geometría teórica de construcción y las de la medición de 2015, el desplazamiento del vértice PI N° 1 debería ser igual al valor de δ_1 calculado anteriormente, es decir, 4,74 cm, mientras que el desplazamiento δ_2 se podría calcular como:

$$\delta_2 = \frac{299,458}{0,772 - 0,738} \cdot 590,352 = 6,70 \text{ cm}$$

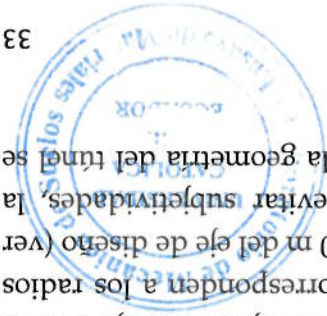
Este desplazamiento también debería ser hacia el interior de la montaña y si se lo compara con el que se calculó anteriormente es casi el doble.

El tercer desplazamiento, conservando el criterio de cálculo de discrepancias de alineación, se calcularía como:

$$\delta_3 = \frac{98,213}{0,759 - 0,743} \cdot 171,63 = 2,80 \text{ cm}$$

Como se puede observar, los desplazamientos calculados tanto por el modelo como por las discrepancias de las alineaciones no superan los ocho centímetros e indican que, para que existan giros de las alineaciones y se mantengan las posiciones del INGRESO y la SALIDA sin cambio, necesariamente los vértices PI N° 2 y PI N° 3 deberían haberse desplazado hacia el interior de la montaña.

Un aspecto importante que se debe mencionar es que las separaciones entre el eje teórico de construcción y el eje medido, que se muestran en la Figura 8 y cuya interpretación consta en la Figura 9, indican que, entre los dos ejes existe una separación casi constante entre 0,65 m y 0,80 m, lo cual puede explicarse porque el eje de construcción tiene un desplazamiento hacia el interior de la montaña de 0,50 m, sin embargo, el exceso sobre esta medida, que oscila entre 15 y 30 cm, no se puede explicar con la información disponible, sobre todo, tomando en consideración que los radios de curvatura en planta, obtenidos de la localización directa del eje interior, que mejor se ajustan al eje teórico son 570,50 m y 349,50 m, que exactamente corresponden a los radios del eje teórico de construcción desplazado 0,50 m del eje de diseño (ver Figuras 3 y 4). Se debe indicar que, para evitar subjetividades, la determinación de los radios de curvatura de la geometría del túnel se





la hizo a partir de un levantamiento de los bordillos, así como de puntos localizados en el interior de la junta del pavimento de la calzada del túnel y la determinación de los radios de las curvas se hizo tomando en consideración varios puntos de las curvas, con el objeto de lograr el mejor ajuste.

2.5.4. Nivelación de la poligonal

2.5.4.1. Nivelación de la poligonal exterior

El objetivo de la nivelación de la poligonal exterior es servir de apoyo para la nivelación del eje interior del túnel, una vez que éste fue abscisado.

La poligonal exterior fue nivelada utilizando tres procedimientos, el primero, mediante geoposicionamiento, el segundo, utilizando nivelación trigonométrica y, finalmente, el tercero, utilizando nivelación geométrica.

La Tabla 12 resume los Anexos 3 y 5, denominados Nivelación Geométrica de la Poligonal Exterior y Reducciones geodésicas, respectivamente. La columna MSNM bajo el encabezado GPS, es la denominada altura ortométrica obtenida mediante geoposicionamiento, mientras que las columnas bajo el encabezado NIVELACIÓN, corresponden a las nivelaciones geométrica y trigonométrica.

En la nivelación mediante geoposicionamiento se hizo un ajuste al modelo geoidal internacional y para las nivelaciones geométrica y trigonométrica se utilizó la cota ortométrica del vértice Punte dada por el sistema de geoposicionamiento, cuyo valor es 2796,044 msnm.

Tabla 12: Coordenadas TMQ y cotas de los vértices de la poligonal exterior al túnel

GPS		NIVELACIÓN	
Sitio	(m)	(m)	(m)
X		GEOMÉTRICA	TRIGONOMÉTRICA
Y		MSNM	
(m)	(m)	(m)	(m)
REF #2	502420,341	2761,592	2761,570
PUNTE	502433,220	2796,044	2796,044
ROCA	503479,363	2766,096	2766,215
MURO	503710,258	2716,402	2716,534





La nivelación del eje interior al túnel se realizó sobre la junta de construcción del pavimento y sobre el abscisado de éste. Esta nivelación partió desde la RFF # 2, cercana a la boca occidental del túnel y concluyó en el vértice MURRO, cercano a la boca occidental.

2.5.4.2. Nivelación de la poligonal interior

Para posteriores trabajos, aunque el nivel de referencia no esté atado a los de los hitos del Instituto Geográfico Militar, las cotas que se utilizarán para los vértices de la poligonal serán los que se indican bajo la columna NIVELACIÓN GEOMÉTRICA.

En la base Puente-Roca, se encontró que una vez realizadas las respectivas correcciones geodésicas, el desnivel entre estos dos puntos, medido tanto por nivelación geométrica como trigonométrica, eran prácticamente los mismos, no así con los resultados obtenidos por geoposicionamiento.

A partir del vértice puente, se realizaron las nivelaciones geométrica y trigonométrica. La nivelación geométrica se hizo de ida y vuelta tanto en el ramal exterior como en el ramal interior con el propósito de permitir su comprobación.





Tabla 13: Abscisas y cotas del eje del túnel obtenidas en 2015, tramo entre 0+000 y 0+360

ABSCISA		ACUMULADA	PARCIAL	COTA	DIF. NIVEL	PENDIENTE
		0+000,000		2759,899		
		0+020,000	20,000	2758,823	-1,076	-5,38%
		0+040,000	20,000	2757,764	-1,059	-5,29%
		0+060,000	20,000	2756,770	-0,994	-4,97%
		0+080,000	20,000	2755,772	-0,998	-4,99%
		0+100,000	20,000	2754,765	-1,007	-5,04%
		0+120,000	20,000	2753,784	-0,981	-4,91%
		0+140,000	20,000	2752,777	-1,007	-5,04%
		0+160,000	20,000	2751,790	-0,987	-4,94%
		0+180,000	20,000	2750,782	-1,008	-5,04%
		0+200,000	20,000	2749,792	-0,990	-4,95%
		0+220,000	20,000	2748,788	-1,004	-5,02%
		0+240,000	20,000	2747,796	-0,992	-4,96%
		0+260,000	20,000	2746,787	-1,009	-5,05%
		0+280,000	20,000	2745,788	-0,999	-5,00%
		0+300,000	20,000	2744,799	-0,989	-4,95%
		0+320,000	20,000	2743,786	-1,013	-5,06%
		0+340,000	20,000	2742,791	-0,995	-4,97%
		0+360,000	20,000	2741,795	-0,996	-4,98%





Tabla 14: Abscisas y cotas del eje del túnel obtenidas en 2015

ABSCISA		ABSCISA	COTA	DIF. NIVEL	PENDIENTE
	0+620,000	20,000	2733,883	-0,388	-1,94%
	0+640,000	20,000	2733,497	-0,386	-1,93%
	0+660,000	20,000	2733,104	-0,393	-1,96%
	0+680,000	20,000	2732,710	-0,394	-1,97%
	0+700,000	20,000	2732,341	-0,369	-1,85%
	0+720,000	20,000	2731,946	-0,395	-1,97%
	0+740,000	20,000	2731,543	-0,403	-2,01%
	0+760,000	20,000	2731,173	-0,370	-1,85%
	0+780,000	20,000	2730,777	-0,396	-1,98%
PT	0+792,790	12,790	2730,520	-0,257	-2,01%
	0+800,000	7,210	2730,379	-0,141	-1,96%
	0+820,000	20,000	2729,986	-0,393	-1,96%
	0+840,000	20,000	2729,597	-0,389	-1,95%
	0+860,000	20,000	2729,196	-0,401	-2,00%
	0+880,000	20,000	2728,816	-0,380	-1,90%
	0+900,000	20,000	2728,449	-0,367	-1,84%
	0+920,000	20,000	2728,056	-0,393	-1,97%
	0+940,000	20,000	2727,670	-0,386	-1,93%
	0+960,000	20,000	2727,279	-0,391	-1,96%
	0+980,000	20,000	2726,897	-0,382	-1,91%
	1+000,000	20,000	2726,513	-0,384	-1,92%
	1+020,000	20,000	2726,126	-0,387	-1,93%
	1+040,000	20,000	2725,741	-0,385	-1,93%
	1+060,000	20,000	2725,356	-0,385	-1,92%
	1+080,000	20,000	2725,026	-0,330	-1,65%
PC	1+091,320	11,320	2724,821	-0,205	-1,81%
	1+100,000	8,680	2724,656	-0,165	-1,90%
	1+120,000	20,000	2724,272	-0,384	-1,92%
	1+140,000	20,000	2723,882	-0,390	-1,95%
	1+160,000	20,000	2723,497	-0,385	-1,93%

Las Tablas 13 y 14, son parte del Anexo 4: Nivelación Geométrica de la Rasante del Eje del Túnel y muestran las abscisas y cotas del eje del interior del túnel tomado sobre la junta de construcción del pavimento. En estas tablas se han añadido dos columnas, una, destinada a establecer la diferencia de nivel entre dos abscisas consecutivas y otra, en la cual se calcula la pendiente entre estas abscisas.





2.5.5. Análisis de la nivelación del eje del túnel

De acuerdo con los planos KM1-3.dwg y KM2SUR.dwg, para la construcción del túnel, en el tramo interior a él, se previeron dos alineamientos verticales, el primero, con una pendiente del -5%, el segundo, con una pendiente de -1,933%. Al existir diferencias entre el diseño y la construcción, no es posible determinar con exactitud los PI verticales, por lo que, para establecer las probables pendientes, se recurrió a un análisis de la Tabla 13, en el que se observan pendientes muy cercanas al -5% en el tramo entre 0+000 y 0+360. Utilizando el método de los mínimos cuadrados, se obtuvo la recta de regresión:

$$y = -0,050055789 \cdot x + 2759,802$$

En la Figura 11 se muestra el perfil longitudinal del tramo entre las abscisas 0+000 y 0+360 ajustado por mínimos cuadrados.

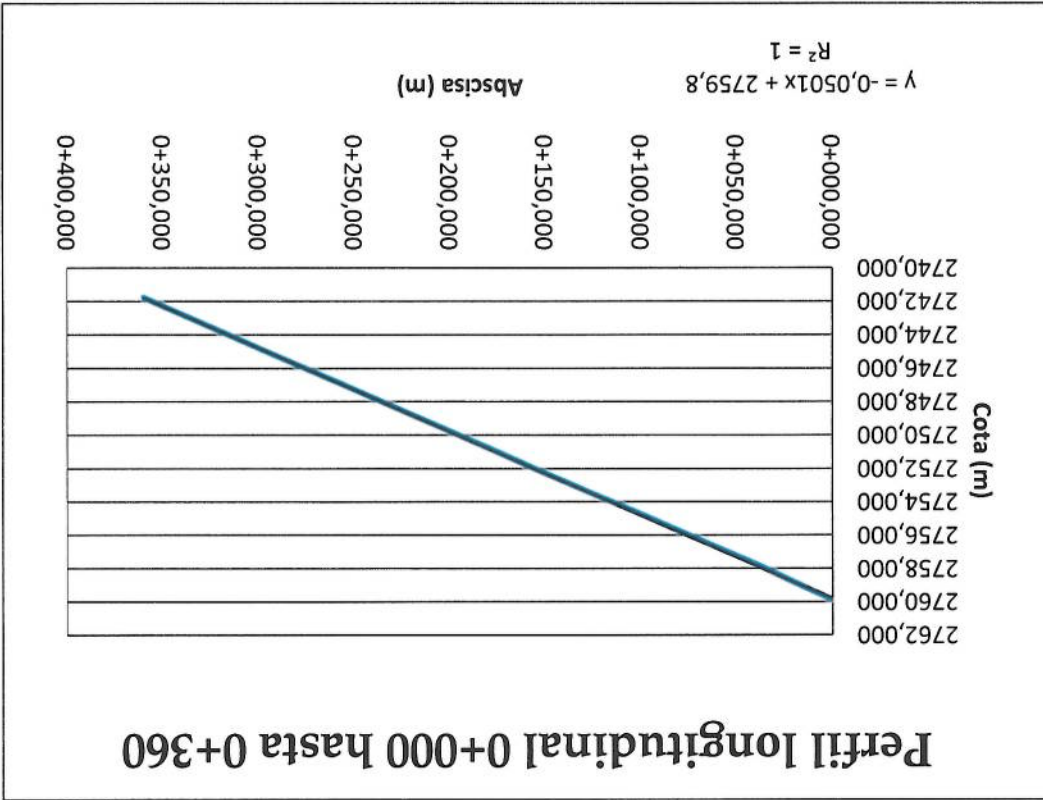


Figura 11: Perfil longitudinal en el tramo entre las abscisas 0+000 y 0+360

En el tramo entre las abscisas 0+620 y 1+160, se utilizaron los datos de la Tabla 14, para los cuales se encontró la recta de regresión:

$$y = -0,019245811 \cdot x + 2745,786$$



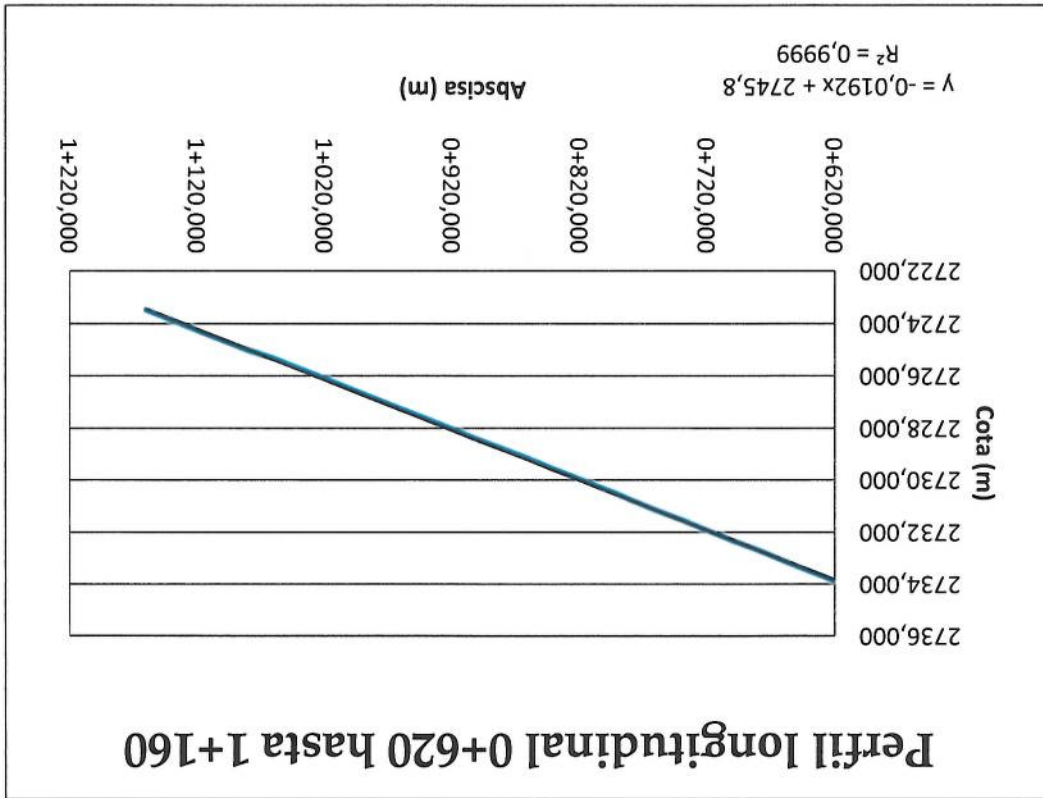


Figura 12: Perfil longitudinal en el tramo 0+620 y 1+160

La Figura 12 muestra el perfil longitudinal del tramo entre las abscisas 0+620 y 1+160 ajustado por mínimos cuadrados.

Adicionalmente, el plano KM2SUR.dwg, prevé una tercera alineación vertical con una pendiente de -6,97%, mientras que los datos indican una pendiente de -4,842%, sin embargo, debe advertirse que el tramo medido es demasiado pequeño para ajustar correctamente el valor de la última pendiente.

Las mediciones de los niveles del eje de la junta del pavimento interior al túnel, al realizar ajustes por mínimos cuadrados, muestran pendientes de -5,006%, -1,925% y -4,842%. Las pendientes de la rasante previstas en el diseño del túnel son -5,000%, -1,933% y -6,970%, se debe advertir que al no haberse realizado cambios en la ejecución y debido a que estos cambios no están suficientemente documentados, es posible conocer con exactitud por puntos de inflexión vertical, sin embargo, se concluye que las alineaciones verticales previstas en el diseño guardan estrecha relación con las que se encontraron en la nivelación del año 2015.



2.6. Conclusiones del estudio topográfico

De los trabajos de campo y gabinete realizados en esta investigación, se puede concluir:

1. De acuerdo con el informe de ALIASERV del procesamiento y análisis de las topografías del interior del túnel tomadas en los años 2010 y 2014, el análisis y comparación de las secciones transversales muestran que éste en gran parte de su longitud no ha sufrido deformaciones superiores a 1 cm, que es la precisión del equipo. Solamente en dos tramos del túnel, las mediciones de 2010 y 2014 muestran discrepancias de las secciones transversales superiores a 1 cm, los tramos en mención son: Tramo 1, entre las abscisas 0+365 y 0+420 (55 m); y, Tramo 2, entre las abscisas 0+565 y 0+615 (50 m). En el resto del túnel, en una longitud aproximada de 1220 m, las discrepancias observadas son inferiores a un centímetro.
2. En el Tramo 2, según los datos, en la abscisa 0+595, se había producido un ensanchamiento de la sección. Esta afirmación fue desmentida al tomar datos de esta sección en particular, para lo cual se utilizó una estación total de precisiones angular 1" y distancia +/- 1 mm, llegándose a la conclusión que los datos tomados para la verificación coincidían bastante bien con los datos tomados en 2010, por lo tanto, se desechó el posible ensanchamiento de la sección, por lo que esta discrepancia se calificó como un error instrumental en la toma de datos.
3. El eje del interior del túnel replantado sobre la junta del pavimento y el eje teórico de construcción, guardan gran paralelismo con el eje constructivo teórico, tanto en alineaciones horizontales como verticales.
4. En general, se concluye que el eje replantado del interior del túnel está separado del eje de construcción teórico entre 0,66 m a 0,80 m y se ubica hacia el interior de la montaña. Se debe aclarar que, para efectos constructivos, el eje de construcción debía separarse del eje de diseño 0,50 m. La causa del exceso de esta medida sobre la planificada no se puede establecer, sin embargo, existe un gran paralelismo entre las alineaciones teóricas de construcción y las alineaciones de la junta de construcción del pavimento interior al túnel medido en el año 2015 y si se analizan los radios de curvatura horizontales encontrados en campo, éstos son prácticamente iguales a los de diseño.
5. Puesto que las alineaciones que no son parte de las curvas, son prácticamente rectilíneas, se puede afirmar que no existe evidencia definitiva de que exista giro y/o desplazamiento en planta del eje del túnel y, los supuestos desplazamientos encontrados podrían responder a errores de medición angular al momento de la construcción. En lo que tiene que ver con los errores angulares de las mediciones del eje tomadas en el año 2015, éstos están dentro de las tolerancias dadas por la FGCS, esto garantiza la calidad de la poligonal base y las mediciones del eje de la junta de construcción del pavimento interior del túnel, tal como se lo encontró en el año 2015.



6. Si se admite que los puntos de INGRESO y SALIDA del túnel no se han movido, para explicar las discrepancias de orientación de las alineaciones y, al mismo tiempo, que los tramos rectos hayan permanecido rectos, tal como se los encontró en 2015, se debería admitir que los puntos de inflexión horizontal de las alineaciones, deberían haberse movido hacia el interior de la montaña, lo que es prácticamente imposible.

7. Al analizar las secciones transversales generadas con la información tomada en los años 2010 y 2014, no se observan desplazamientos laterales entre secciones transversales de una misma abscisa superiores a un centímetro, que es la apreciación del equipo, por lo tanto, se puede concluir que, esencialmente, no se ha producido cambio de la planta del túnel entre los años 2010 y 2014, así como tampoco se encuentran discrepancias superiores a 1 cm excepto, como se dijo anteriormente, en 15 m de longitud del túnel.

8. Una vez efectuadas las mediciones de las alineaciones del interior y exterior del túnel, efectuadas en 2010, 2014 y 2015, bajo la consideración de que las alineaciones planificadas como rectas han permanecido sustancialmente rectas, dado el gran paralelismo de los ejes teóricos de construcción con los ejes encontrados en campo y, tomando en consideración lo afirmado en las conclusiones 5 y 6, se concluye que los supuestos desplazamientos calculados, bien podrían ser solamente errores de medición, por lo tanto, muy probablemente, el túnel no ha sufrido desplazamientos en planta desde su construcción, o si los ha sufrido, éstos deben ser muy pequeños. Una investigación más profunda para determinar que aconteció antes de 2010, solamente será posible a partir de información que aporte el Constructor.

9. El análisis de los perfiles longitudinales tomados por nivelación geométrica en el año 2015 muestra un gran ajuste de las pendientes encontradas en campo a las proyectadas y la comparación de las secciones transversales tomadas en 2010 y 2014.

2.7. Recomendaciones del estudio topográfico

Como se mencionó en la conclusión 8, existe la posibilidad de que existan desplazamientos subcentimétricos, que no han podido ser medidos por los equipos y métodos utilizados hasta ahora, estos desplazamientos pueden estar ocurriendo o producirse a futuro y, para determinar su ocurrencia o no, así como su magnitud, se recomienda continuar los estudios actuales con procesos de monitoreo, los mismos que deberán ser realizados con equipos cuyas precisiones sean de un segundo o menos para las mediciones angulares y milimétrica o submilimétrica para distancias.

Para la realización de los procesos de monitoreo, éstos se pueden dividir en dos tipos, el primero, consistente en una toma de datos dependiente del uso de personal, por lo tanto, no automatizado y, el segundo, automatizado.



Debido a que el túnel en estudio, actualmente se encuentra en operación, se recomienda la utilización de métodos de monitoreo mediante métodos topográficos, tanto del interior del túnel como para el exterior al túnel, para lo cual, se deberán tomar en consideración los siguientes puntos:

1. Colocación de puntos intervisibles de centrado forzado para emplazamiento de estaciones y prismas sobre las márgenes de la Quebrada El Batán, los mismos que serán utilizados para monitorear desplazamientos de la montaña sobre el túnel y al mismo tiempo para provocar los enlaces de las alineaciones interiores al túnel con la red exterior de control. Se estima que sobre la margen izquierda de la quebrada, se requirieren al menos tres puntos de centrado forzado y sobre la margen derecha, al menos dos. Todos estos puntos se emplazarán sobre bloques de hormigón masivo u otro sistema similar, sobre el cual se coloquen la placa y perno de centrado de estaciones y prismas. Los puntos, deberán ser parte de la red exterior conectada a la base Punte-Roca y para su control, todos estos vértices deberán ser controlados en su posición horizontal mediante el uso de antenas de GPS de precisión subcentimétrica enlazadas a una o más estaciones de referencia ubicadas fuera del área de estudio. En el caso de los puntos de enlace de alineaciones exteriores interiores, que deberán ser ubicados frente a los portales, deberá buscarse que éstos sean permanentes y estables, adicionalmente deberán ser al menos tres en cada boca, de tal manera que cuando se realicen los enlaces, las estaciones totales puedan verificar sus coordenadas y alineación de referencia mediante intersección inversa.
2. Materialización definitiva de los vértices utilizados en 2015 para el control de la poligonal interior, es decir, de los vértices 0+000 (INGRESO), REF # 2-PC, REF # 3, REF # 4, REF # 5, REF # 6, REF # 7, REF # 8 y 1+334,892 (SALIDA). La materialización de estos vértices deberá ser realizada con placas empotradas al piso, de tal manera que se evite su movimiento respecto a éste. La placa deberá ser lo suficientemente rígida para impedir el desplazamiento del perno que se ubique sobre ella, sobre el cual se montarán estaciones o prismas.
3. Se recomienda, si no existe, la creación de una jerarquía de toma de decisiones relativas a las acciones a seguir de acuerdo con los resultados del monitoreo, estas acciones van desde labores de mantenimiento y reparación hasta cierre de operaciones ocasionales o definitivos.
4. Si la decisión es realizar un monitoreo no automatizado, se deberán replantear las abscisas cada 20 m del eje y se colocarán placas resistentes a las acciones desarrolladas por los equipos de mantenimiento como lavado a presión. Las placas deberán servir de apoyo estable al punto de centrado de las estaciones. El punto de centrado de las estaciones deberá terminar en punta roma, de tal manera sobre éste pueda emplazarse una mira cuando se realicen las labores de nivelación.

Una vez replanteados el eje, perpendicularmente a éste, deberán emplazarse al menos una placa a cada lado del túnel, de tal manera que las estaciones totales las





utilicen para verificar su posición y referenciamiento mediante intersección inversa (plantada libre).

El primer paso de cada toma de datos consiste en la presentación de los certificados de calibración de los equipos, tanto para las estaciones totales como para los niveles. Quien realice la toma de datos, deberá poner a disposición del Supervisor legalmente designado las certificaciones de calibración de las estaciones totales y niveles que se usarán en el monitoreo. Los equipos empleados deberán ser calibrados por el representante autorizado de la marca y, entre la fecha de calibración y su utilización en las labores de monitoreo no deberán transcurrir más de tres días.

El responsable de la toma de datos será un ingeniero calificado y debidamente acreditado en las labores de topografía, e igualmente el personal a su cargo. El primer paso de cada toma de datos consiste en la nivelación de las abscisas y vértices interiores a la poligonal, esta nivelación deberá enlazarse a las referencias y bancos de nivel exteriores dejados para este propósito.

Una vez realizadas las tareas de nivelación, el siguiente paso es la toma de datos de alineaciones y secciones transversales, para lo que se utilizará una estación total robotizada, de precisión angular de un segundo o inferior a un segundo y de precisión lineal al milímetro o sub milimétrica.

La presentación de los resultados de la toma de datos se hará mediante un reporte del monitoreo, el mismo que debe contener planos en los que se grafiquen las secciones transversales, así como cuadros en los que se indiquen los desplazamientos de los vértices de la poligonal interior al túnel tanto en planta (x, y) como verticales (z).

Se recomienda que en el futuro inmediato, la toma de datos sea realizada mensualmente, en caso de ubicarse zonas problemáticas, el monitoreo en éstas sea más intensivo y, de ser necesario, se deberá pasar a la fase de automatización.

5. Para la implementación de labores de monitoreo automatizado, se deberán replantear las abscisas del eje cada 40 m y en cada una de sus respectivas secciones se colocarán siete señales de lectura (prismas), tal como se muestra en la Figura 13. Se calcula que se requirieren alrededor de doscientos prismas para todo el trayecto del túnel, los mismos que deberán permanecer fijos sobre él. Para las mediciones se requirieren estaciones robotizadas, alimentadas por un cable y apoyadas en ménsulas dotadas de perno para centrado forzado.



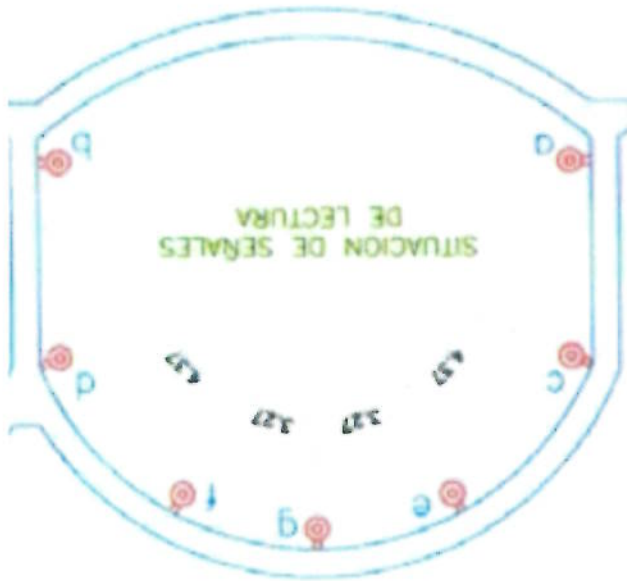


Figura 13: Esquema de colocación de las señales de lectura

El plan de colocación de las estaciones se lo puede hacer en primera instancia, utilizando el modelo tridimensional obtenido en las mediciones de los años 2014 y 2015 y, una vez que se haya decidido el mejor emplazamiento de las estaciones robotizadas, antes de la colocación definitiva, se harán pruebas para garantizar la visibilidad de los prismas desde el punto de ubicación de la estación.

Se estima que el número de estaciones robotizadas requeridas es de seis y debe proveerse una extra para cuando sustitución cuando se realicen las labores de mantenimiento preventivo o correctivo.

El periodo de toma de datos puede ser variable y puede ir desde una hora hasta varios días. Dada la cantidad de información que se logra levantar con este método, es indispensable el uso de software especializado.

El método de monitoreo topográfico automatizado, aunque no es el de mayor exactitud, sin embargo es muy recomendable puesto que obtiene una gran cantidad de datos en tiempo real, permite diagnosticar el comportamiento de la estructura y decidir si es necesario llevar el monitoreo a la utilización de equipos más especializados y de mayor precisión y exactitud.





3. ESTUDIO DE MATERIALES

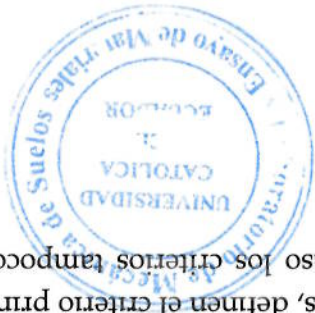
La tecnología del Hormigón, gracias a sendas investigaciones y el análisis-evaluación de datos obtenidos en proyectos han definido marcos teóricos que intentan explicar la relación causa efecto de la gran mayoría de fenómenos que se presentan en el hormigón. La basta información trasladada a modelos de predicción, formulaciones, correlaciones, especificaciones, métodos de construcción, constituyen el beneficio de dichas investigaciones al ser aplicadas en proyectos nuevos con lo cual se evitaría o controlarían fenómenos indeseables. Sin embargo, debido a la complejidad generada por la multiplicidad de variables que suelen intervenir en un fenómeno, las explicaciones resultan no siempre del todo satisfactorias. Se vuelve aun más complejo en los casos de investigación de fenómenos ya acontecidos. Esto es, de lo que se conoce como patologías del hormigón endurecido, fundamentalmente cuando la información alrededor del material en todo su proceso de conformación es escasa o nula.

El fisuramiento que ha experimentado el hormigón componente de la línea dos del revestimiento del túnel Guayasamin se ajusta a las condiciones señaladas en las últimas líneas del párrafo anterior. Dentro de un contexto teórico, la información requerida en este tipo de investigaciones se la puede subdividir en dos grupos:

- Aquellas establecidas en las especificaciones dentro de la etapa de diseño. Esto supone, entre lo importante la definición del criterio o criterios que prevalece según las exigencias de la estructura y de su entorno, a saber:

- *Resistencia mecánica* identificada por medio de la resistencia a la compresión no confinada, resistencia a tracción, o flexión.
- *Estabilidad dimensional del hormigón* identificada por el comportamiento de la relación entre el esfuerzo y la deformación, la contracción por secado, las deformaciones viscoelásticas, la contracción plástica, y en casos especiales la contracción térmica.
- *Durabilidad del hormigón* identificada por medio de fenómenos de acción física y de reacción química. Entre los relacionados a la acción física los que afectan la superficie del hormigón y aquellos que generan fisuramientos por carga. Los fenómenos de reacción química definidos por medio de: reacción alcali-árido, alcali-carbonato, ataque de sulfatos, hidratación retardada de óxido de calcio (CaO) y óxido de magnesio (MgO), carbonatación-corrosión del acero en el hormigón.

El orden utilizado para describir los criterios no sugiere un grado de importancia definido. Las exigencias estructurales, la agresividad del medio, la disponibilidad de materiales pétreos, las limitaciones tecnológicas-económicas, definen el criterio principal sobre el cual se elaboran las especificaciones. En todo caso los criterios tampoco son





excluyentes por el contrario están relacionados de tal forma que todos finalmente deben ser analizados y por tanto especificados.

Bajo el criterio principal adoptado y sus implicaciones, así como el proceso constructivo generado, son especificados los materiales componentes del hormigón, las características de las mezclas y los parámetros que controlan el proceso reológico, esto es, desde su condición de estado fresco, proceso de fraguado - endurecimiento (curado) hasta la condición de hormigón endurecido final. La estandarización y los controles en la etapa de hormigón fresco y joven tienen el mismo o mayor grado de importancia que el mismo criterio adoptado.

- Aquellas generadas en el proceso de construcción. Como cualquier producto elaborado industrialmente es necesario verificar el alejamiento o no, por medio de los indicadores apropiados, de las especificaciones establecidas en el diseño. Los datos recolectados y el análisis estadístico tanto de los suministros de los materiales individuales componentes del hormigón como de las condiciones reales de las características del hormigón fresco y endurecido, así como cambios de materiales, modificación de diseños, anomalías en el comportamiento del hormigón constituyen información importante en los estudios de patología.

Respecto del material, la única información disponible y analizada en la etapa de diagnóstico del estudio del túnel Guayasamín, corresponde al requerimiento mecánico, resistencia a la compresión y la cantidad de fibras metálicas en la masa de hormigón sin especificación. Además, en los planos de diseño se observa como requerimiento la colocación de un geotextil a ubicarse entre la línea uno y dos del sistema de revestimiento establecido. Del proceso constructivo se deduce que la conformación de la segunda línea del revestimiento del túnel se realizó en tramos de 12 metros utilizando un único encofrado mixto metálico-madera, esto es de sección constante, que cubría en un solo elemento desde la base de los hastales en su conexión con el pavimento de hormigón hasta la clave del túnel. El colado del hormigón a ubicarse entre el encofrado y la primera línea del revestimiento (200 mm de espesor, hormigón lanzado con fibra) se lo realizó por medio de ventanas ubicadas a lo largo de los 12 metros de longitud del encofrado y a una altura que alcanza aproximadamente la curvatura principal de la sección del túnel.

Se conoce que ninguna de las empresas productoras de hormigón prefabricado del Ecuador proporcionó el hormigón. Por tanto, la empresa constructora con infraestructura propia fabricó la totalidad de hormigón utilizada en esa segunda línea

En este contexto, sobre la base de las conclusiones establecidas en el estudio de diagnóstico y con la necesidad de cubrir los objetivos de la presente investigación se desarrolló un programa de investigación en campo con ensayos tales como; toma de muestras, ensayos de





compresión simple, determinación de la cantidad de fibra y caracterización de la fibra, ensayos petrográficos, ensayos geofísicos GRP y resistividad eléctrica. El programa de ensayos, más adelante detallados, se lo determinó sustentado en un escenario teórico-hipotético de los posibles mecanismos que pudieran generar fisuramiento. A continuación se detalla esos mecanismos desde la necesaria presencia y mantenimiento de las propiedades de Durabilidad y resistencia del hormigón.

3.1. Durabilidad del Hormigón

3.1.1. Deterioro por fenómenos físicos

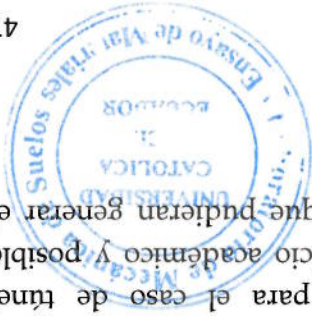
El deterioro del hormigón en el tiempo inicialmente debe ser analizado por el posible incumplimiento de la resistencia a la compresión ($f'c$) in situ de acuerdo al requerimiento del diseño o en la sub estimación de la resistencia de diseño estructural. Los dos casos son reportados por Metha,PK y B.C. Gerwick dentro de un cuadro general que asocia el deterioro del Hormigón con sus posibles causas de origen o fenómenos físicos.

La clasificación es dividida en desgaste de la superficie del hormigón y fisuramiento. Entre las causas que originan el desgaste superficial se menciona abrasión, erosión, y cavitación. Mientras que la fisuración liga a fenómenos como:

- Cargas estructurales, ya mencionadas anteriormente. Incumplimiento de la resistencia solicitada, sub estimación de la resistencia en el diseño, sobre cargas o cargas cíclicas
- El cambio de volumen debido a los gradientes de temperatura y humedad y a la presión de sales cristalizadas en los poros del hormigón.
- Y al sometimiento de condiciones extremas tales como fuego, ciclos de congelamiento - descongelamiento, ciclos de secado y desecado.

Desde el punto de vista de material en esta sección del documento se verificará la resistencia que tiene el hormigón de la segunda línea del túnel Guayasamin y el cumplimiento con la especificación de diseño. Implicaciones de tipo estructural serán revisadas en el capítulo donde se incluye el criterio de consultoría internacional que apoyaron en la investigación.

Los fenómenos relacionados con las condiciones extremas así como con el gradiente de humedad y temperatura no aplican para el caso de túnel Guayasamin. Sin embargo para este último, en ejercicio académico y posible inquietud respecto a las presiones internas en poros que pudieran generar el



cambio de volumen y fisuramiento por la cristalización de sales se analiza brevemente las implicaciones de este tipo de fenómeno.

El fenómeno es factible que suceda cuando se presente condiciones tales como: por un lado del túnel, hacia el sector del macizo rocoso, se encuentre un medio con soluciones salinas y por el lado interno del túnel presente condiciones de microclima que posibilite la pérdida de humedad por evaporación. La decantación del sulfato y posterior cristalización se daría únicamente cuando la tasa o velocidad de evaporación sea más alta que la tasa o velocidad de suministro de la solución salina en el hormigón poroso (Mehtha 2000). El fenómeno además requiere para la generación del flujo, condiciones especiales como saturación del macizo, temperatura del hormigón, humedad relativa y presión del medio circundante hacia el interior del túnel.

La improbabilidad de este fenómeno se justifica en la composición del sistema de revestimiento; un primer sector de hormigón lanzado con espesor de aproximadamente 220 mm y de características físicas y mecánicas adecuadas en su mayoría según reportes de los núcleos extraídos y que más adelante serán detallados. Por otro lado, el fisuramiento macro característico (único) evidenciado a través de los núcleos de la segunda línea describe una trayectoria desde el interior del túnel hacia la primera línea sin llegar a ésta y con disminución del espesor continua. No existe evidencia de fisuramientos internos característicos probables del fenómeno analizado. Así mismo, de los ensayos de resistencia eléctrica practicado en uno de los sectores de mayor fisuramiento en el hastal norte se evidencia la baja humedad a lo largo de 4000 mm examinados, con excepción de ciertos puntos de concentración de humedad que no aportarían en este fenómeno respecto al patrón de fisuramiento que presenta el túnel.

3.1.2. Deterioro por fenómenos relacionados a reacción química

Según Metha,PK y B.C. Gerwick la reacciones químicas que afectan la durabilidad del hormigón pueden ser sintetizadas en tres procesos que se distinguen de la siguiente forma; reacciones que disuelven /descomponen (hidrolización) o lixivian los productos endurecidos que contienen calcio de la pasta de cemento, reacciones de intercambio entre fluidos agresivos y los componentes endurecidos de la pasta de cemento y reacciones que permiten la formación de productos expansivos en el hormigón endurecido.

La pasta de cemento bien hidratada (silicatos cálcicos hidratados, hidróxido de calcio portlandita, sulfato aluminato de calcio hidratado) puede llegar a ser vulnerable cuando sale del equilibrio químico evidenciado en los niveles altos de



pH (12.5 a 13.5). La desestabilización del equilibrio químico con disminución del pH suele presentarse cuando existe contacto con medios ácidos. El medio ácido está presente por ejemplo en la combinación de dióxido de carbono libre y agua blanda (agua de lluvia) o agua estancada, agua con contenidos determinados de sulfatos en la forma de SO_4 y cloruros Cl. Con la eliminación de la barrera protectora se facilita o posibilita el ataque y reacción química en presencia necesaria de agua o en cierta condiciones de humedad que finalmente alteran características físicas de la pasta y hormigón, como incremento de vacíos o poros, aumento de la permeabilidad, pérdida de resistencia mecánica y fisuramiento.

Por la posible presencia de patologías asociadas a fenómenos de reacción química en el túnel Guayasamin, resulta pertinente la revisión de aquel que genera lixiviación de la portlandita así como de algunos que producen sustancias expansivas en el hormigón. En el primer caso, se identifica de forma clara e inconfundible y de manera puntual eflorescencia (ver Anexo 7: Levantamiento manual de fisuras y patologías) específicamente en ciertas zonas de interfase o juntas que actúan como drenes. La combinación de la sustancia descompuesta (lixiviado) de la fase de hidróxido de calcio hidratado con el CO_2 del interior del túnel produce lo que se conoce como eflorescencia. Este fenómeno es puntual y puede en el tiempo permitir el descenso de la capacidad mecánica del hormigón a más del daño estético que es evidente.



Para que se produzca la reacción dañina que se estudia, el sílice o minerales silícicos presente en las rocas o áridos que componen el hormigón deben ser activos. No existe un único medio o ensayo que posibilite la calificación de reactivo o no, más aún cuando la reacción depende también de los componentes necesarios existentes en la pasta de cemento, el microclima y el tiempo. La calificación de potencial o de probable es lo más real que se puede establecer o definir. En estas condiciones y sobre la base de casos históricos analizados en

con árido silícico reactivo. componentes (OH - KO-NaO) para generar elementos expansivos conjuntamente En todo caso se advierte la aparente necesidad de la presencia de los dos (equivalente), que es la fuente de suministro de los álcalis en la pasta de cemento. necesidad de utilizar cementos con baja cantidad de álcalis (medido como álcali son altas, el potencial de reacción alcali-árido es bajo. Se desprende entonces, la concentraciones de álcalis y la presencia de iones hidróxilos que por lo general fraguado y endurecimiento señalados. Según Mehta-Monteiro, en bajas independiente de la cantidad de álcalis que se genere en los procesos de los poros con humedad, altas concentraciones de iones hidróxilos, condición hormigón se desarrolla gran cantidad de hidróxido de calcio por tanto existe en En las reacciones generadas en los procesos del fraguado y endurecimiento del producido el hormigón.

de desestabilización química que suele manifestarse luego de varios años de rocas desde niveles muy altos a bajos, en el medio alcalino genera un potencial que presentan una condición ácida. Esta condición ácida que es variable en las básica (pH entre 12 y 13) de la pasta de cemento, inmersa en esta áridos silícicos Se explica de manera sencilla este fenómeno por la condición altamente alcalina- en el tiempo.

La reacción alcali-árido, que permite producir sustancias de carácter expansivo, se genera por la combinación de iones hidróxilos (OH) y álcalis (K₂O, Na₂O) presentes en la pasta de cemento portland hidráulico con ciertos minerales silícicos reactivos presentes en los áridos del hormigón, en un medio húmedo y

3.1.3. Reacción Alcali - árido

En el segundo caso, de las reacciones que producen elementos expansivos, por la ligera evidencia señalada en el estudio petrográfico realizada en muestras tomadas del túnel y la manifestación física del fisuramiento, así mismo de manera puntual (ver Anexo 7) en presencia considerable de humedad se revisa a continuación el fenómeno de reacción alcali - árido.



literatura especializada, se ha reportado por ejemplo que granitos, basaltos, areniscas suelen ser inocuos, mientras que riolitas, andesitas han presentado potencial de reacción alcali-árido.

Es importante mencionar que se ha reportado fenómenos de expansividad por reacción alcali-árido a pesar del empleo de cementos con bajo contenido de álcali equivalente, asociado este comportamiento a mezclas de hormigón con altas cantidades de cemento.

En este marco teórico y sobre la base de la información presentada en los ensayos petrográficos sobre la presencia de microfisuración alrededor de partículas (sin reporte de gel alcali-árido) en muestras extraídas del túnel Guayasamín, así como: la certeza de uso de árido fino (partículas de 1mm a 5 mm, 35%) andesítico de mala calidad física y buena estructura química, la alta probabilidad de empleo de relaciones agua - cemento bajas en cantidades de agua de mezcla altas por tanto con cantidades de cemento que sobrepasarían los 450 kg/m³, y la verificación de un patrón de fisuramiento irregular en puntuales sectores del túnel específicamente en la clave, se identifica la presencia del fenómeno de fisuramiento por reacción alcali - árido.

A continuación de manera referencial un reporte del ensayo potencial de reactividad alcali - sílice, método la barra acelerada, practicado en varias minas de Guayallabamba provincia de Pichincha. Se estima que el material fino utilizado en el hormigón de la línea dos proviene una parte de la zona de la Mitad del Mundo. Si bien es cierto se encuentran por debajo del indicador crítico de la norma, se resalta la cercanía al límite de una de ellas. En otras palabras se advierte de la real posibilidad de reacción alcali que puede tener un árido de nuestra región.



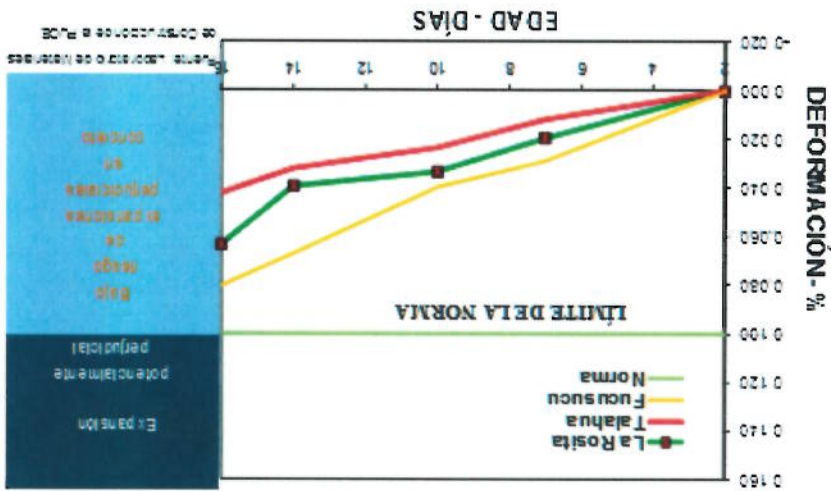
La variación volumétrica se presenta ya sea como expansión y contracción de la pasta cementante. Dependiendo de factores como el tipo de áridos utilizados, proporciones de mezcla, tiempo, humedad, geometría del elemento, la contracción relacionada con la pérdida de agua por secado, puede desencadenar en el apareamiento de fisuras debido a la poca capacidad de resistir esfuerzos de tracción del hormigón a cualquier edad.

Ahora, se trata en los siguientes párrafos, de fenómenos que pudieran señalarse o calificarse como naturales. La inestabilidad volumétrica del hormigón es propia del proceso de fraguado, se genera por variación de humedad desde la condición de saturado en el momento de la mezcla del cemento con el agua, que no termina con el endurecimiento del hormigón y que pueden extenderse meses y años. Este tiempo depende del comportamiento o migración de los diferentes tipos de agua que posee la pasta cementante (contracción por secado) y las condiciones de humedad relativa reinantes en el medio donde se encuentre el hormigón.

Se ha analizado hasta el momento algunos fenómenos que se pueden generar en el hormigón y que se señalan como causante de modificaciones en sus propiedades mecánicas y durabilidad. Estos fenómenos están asociados a la acción física y química del agua en la parte externa e interna respectivamente de la pasta cemento hidratada. Particularidad de estos fenómenos en su mayoría es que sucede en etapas de hormigón endurecido y por la combinación de algunas variables en escenarios bien definidos.

3.2. Estabilidad dimensional del hormigón

Figura 14: Reactividad Alcali Sílice Norma ASTM C 1567





En síntesis el proceso de migración del agua dentro de la pasta de cemento, se presenta desde que el hormigón al 100% de humedad es colocado en un medio con una menor humedad relativa, en estas condiciones el agua que se encuentra depositada en los espacios vacíos entre los sólidos de la pasta de cemento (agua capilar) comienza a eliminarse sin generación de contracción. Esta agua es libre de algún tipo de fuerza que lique a los sólidos de pasta de cemento. Cuando el agua capilar es eliminada en su mayoría y continúa el fenómeno de pérdida de agua al disminuir la humedad relativa, el agua adsorbida comienza a desprenderse. El agua adsorbida es aquella que se encuentra ligada a la parte sólida de la pasta de cemento por fuerzas de atracción - enlaces de hidrógeno. La pérdida de esta agua genera el fenómeno conocido como contracción por secado. En la pasta de cemento se identifica además agua entre capas, relacionada a la unión de láminas de sólido de la fase de silicatos hidratados que también se encuentran en enlaces o unión de hidrógeno. Esta agua es factible su pérdida pero en ambientes extremadamente secos menos del 11% de humedad relativa (Mehta - Monteiro 2014). Finalmente el agua combinada químicamente a la pasta cementante no es factible su eliminación sino por medio de la incineración.

En teoría un hormigón pudiera contraerse o expandirse libremente sin generación de fisuras considerables cuando el elemento no posea algún tipo de restricción. La restricción viene dada en proyectos, por el contacto del hormigón con otro medio, por ejemplo la losa de hormigón de un pavimento con la subbase, o en el caso del túnel el contacto entre el hormigón de la primera línea con el hormigón de la segunda línea. Al existir restricción, la contracción por secado que pueda producirse por inadecuados o inexistentes procesos de curado en el hormigón, facilitan en el interace de los medios distintos el apareamiento de esfuerzos de tracción que al superar la baja capacidad que tiene el hormigón frente a sollicitaciones de tracción se produce el fisuramiento. La tendencia al fisuramiento por contracción por secado es mucho más crítico en elementos de relación espesor/longitud muy bajos, ejemplo línea dos del revestimiento del túnel Guayasamin.

Al hablar de contracción o deformación por pérdida de agua adsorbida no únicamente se presenta por el fenómeno ya explicado de diferencial de humedad sino también por acción de sollicitación de cargas o esfuerzo. Este fenómeno es conocido como deformación por creep. Este fenómeno viscoelástico, es similar a la contracción por secado, existe eliminación de agua adsorbida por la aplicación del esfuerzo sobre la pasta de cemento. Debido a la coincidencia respecto a la contracción generada por el mismo principio, esto es la eliminación de agua adsorbida, la contracción por creep presenta similar comportamiento frente a variables como tipos de material, mezclas, tiempo, humedad y geometría de los elementos.

El fenómeno no se presenta únicamente con deformación a causa del esfuerzo en el tiempo (creep básico), y el creep por secado, también puede presentarse relajación, esto



es la disminución del esfuerzo al mantenerse constante una deformación. En estas condiciones (creep básico + creep por secado) y tomando en cuenta tanto contracción por secado como restricción de movimiento pueden generarse múltiples estados de contracción o deformación. Por lo tanto, se podría suponer que en ciertas condiciones de frontera la contracción total pudiera ser mayor que la suma de deformación elástica, deformación por creep básico y contracción por secado.

En ciclos de humedecimiento y secado se ha evidenciado la reversión parcial de la contracción en cada etapa de re-humedecimiento, sin embargo la contracción se mantiene con el repetido proceso del ressecado. Situación similar sucede con ciclos de carga y descarga.

En cuanto al comportamiento que experimenta la contracción por secado respecto a algunas variables de manera sucinta se menciona:

- Según Troxell, la utilización de áridos de bajos módulos de elasticidad respecto a áridos de mayor rigidez producirá mayores contracciones o deformaciones. Este comportamiento es explicado por la buena correlación que existe entre el módulo de elasticidad de árido y el módulo de elasticidad del hormigón, por tanto con la deformabilidad de la pasta y/o de contracción por secado.
- Según Powers, se advierte mayor grado de contracción en mezcla con proporciones bajas de áridos incluida el cemento no hidratado respecto a los porcentajes de pasta en el hormigón.
- Se produce un incremento en la contracción por secado cuando para una misma relación agua/cemento se coloca mayor cantidad de cemento. Así como también se produce un incremento de la contracción por secado cuando la relación agua/cemento aumenta para una misma cantidad de cemento.
- Según Troxell, en experimentos realizados sobre probetas de hormigón en diferentes tipos de mezclas durante 20 años, observó que el 80 % de la contracción se produjo en un año, necesitando aproximadamente 10 años más para generar el 20 % restante.
- Según el Comité Europeo del Hormigón, a menor humedad relativa del aire mayor contracción por secado se produce.
- Por último, según Mehta-Montero, la colocación de aditivos y/o adiciones como la puzolana producen un incremento del volumen de poros finos en la pasta de cemento hidratada. Como la contracción por secado se encuentra en relación al agua adsorbida, en este caso, en los poros finos antes señaladas, existe la tendencia a un incremento de la contracción.

Dentro de este marco conceptual y desde el punto de vista del material, con el propósito de reforzar la justificación de la causa que ha generado prácticamente el 100 % de las fisuras en los hastales sur y norte el túnel Guayasamín se menciona:





- La elevada resistencias que presentan los núcleos fisurados en el ensayo de compresión sugiere que relaciones agua/cemento bajas fueron utilizadas así como elevadas cantidades de cemento. Se estima con la experiencia que tiene el Laboratorio de Materiales de Construcción en diseño de mezclas con el tipo de cemento que se producía en época de construcción del túnel, que la cantidad de cemento no debió ser menor de 450 kg/M^3 de hormigón.
- De la revisión de los núcleos, luego de la rotura a la compresión se advierten porcentajes de elevados de pasta respecto a los porcentajes de áridos.
- Presencia de material fino seco en el interior de los núcleos, luego de la rotura a la compresión evidencia de falta de fraguado.
- La utilización de cemento puzolánico según normativa ASTM C 595 o INEN 490 el cual tendría hasta un 40 % de puzolanas naturales.
- La verificación de la continuidad o contacto del hormigón de la línea dos con la línea uno del revestimiento o sistema estructural del túnel.
- La sustitución de malla de acero señalada en el diseño original por fibra de acero en insuficiente cuanta. (En cuantías adecuadas podría controlar el fenómeno de retracción)
- La baja humedad relativa que experimenta el túnel en su interior. Como ejemplo se presenta gráficos de la variación de la humedad relativa y temperatura en dos días consecutivos.





Orientación de túnel Plaza Argentina - Cumbayá

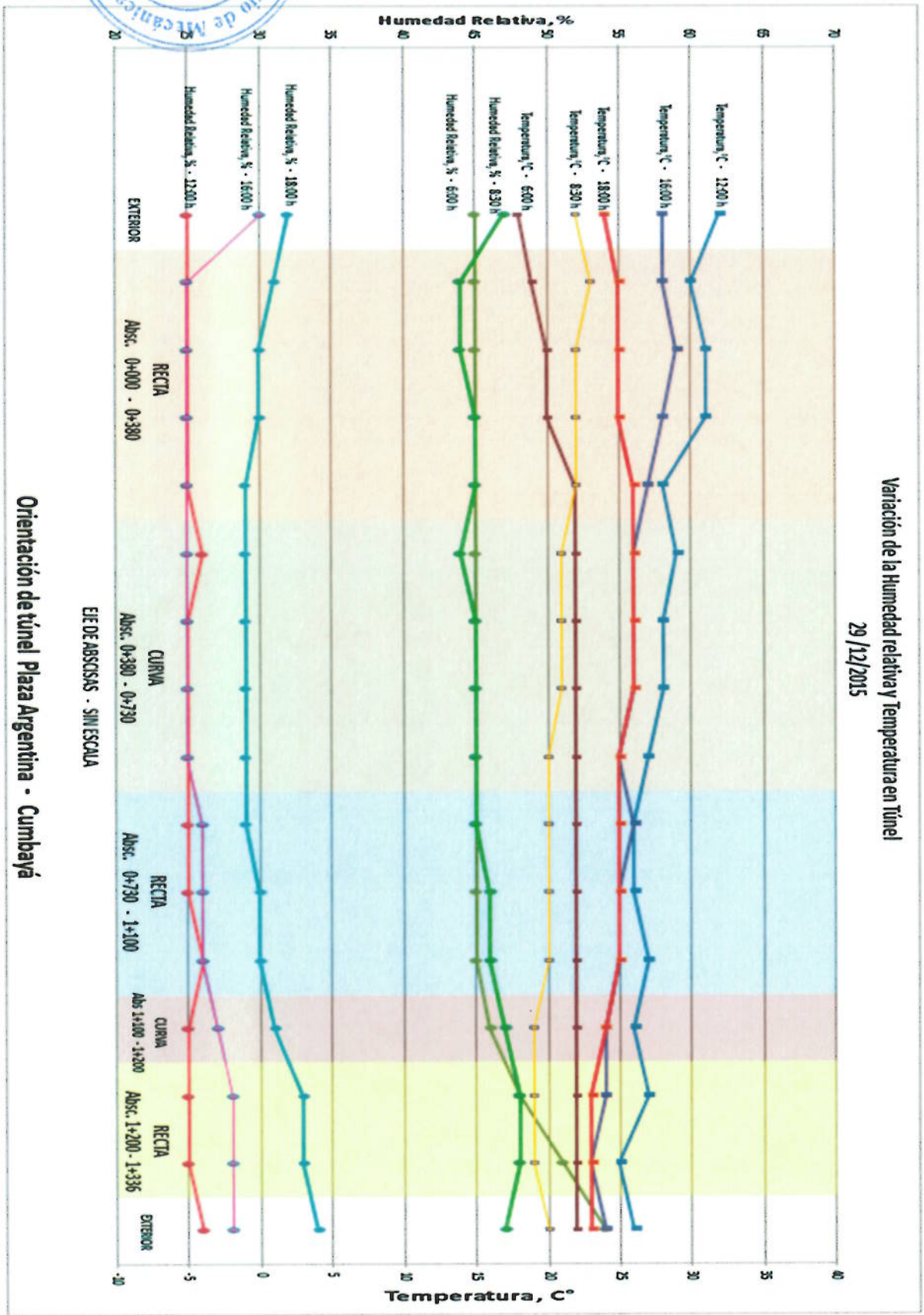


Figura 15: Variación de la humedad relativa y temperatura en el túnel 29/12/2015

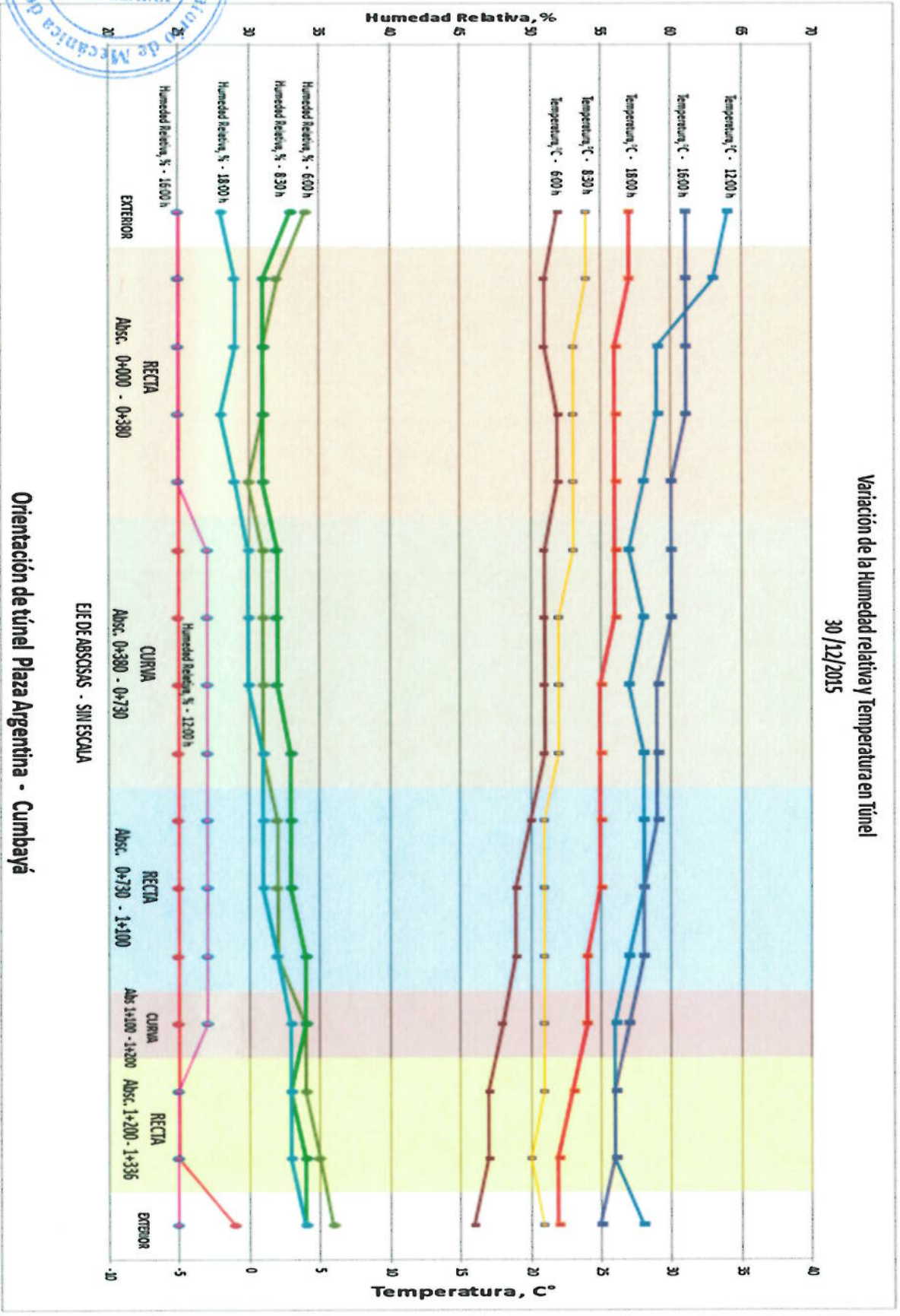
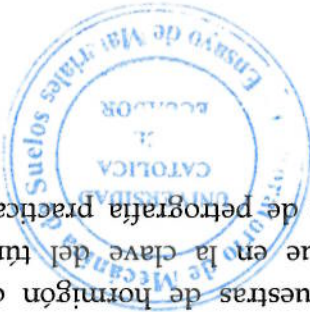


Figura 16: Variación de la humedad relativa y temperatura en túnel 30/12/2015



microfisuramiento es reportado en el informe de petrografía practicado en
 encuentran en condiciones menos críticas que en la clave del túnel. El
 microfisuramientos alrededor del árido en muestras de hormigón que se
 verificado por la ramificación de fisuras en forma de "mapa" y la presencia de
 La existencia puntual en la calve de fenómenos de expansión en la pasta,
 de revestimiento del túnel.

- La existencia puntual en la calve de fenómenos de expansión en la pasta,
 consecuencia de probable pérdida de contacto entre el macizo y la estructura
 (hormigón lanzado con fibra), que en sectores permite el paso del agua con la
 La pérdida de hermeticidad de la línea uno del sistema de revestimiento
 medio de pruebas colorimétricas alcanza profundidades de al menos 10 mm.
- La existencia de eflorescencias como consecuencia de la reacción química entre
 el CO₂ (dióxido de carbono) sustancias descompuestas de la fase hidróxido de
 calcio (remanentes de la reacción química del cemento y agua en el proceso de
 fraguado del hormigón) y el agua proveniente del macizo rocoso. La patología
 es puntual y se ubica en los sectores donde el agua del macizo dreña a través
 de las juntas de los cuerpos monolíticos de la línea dos del sistema de
 revestimiento. Se ha comprobado que el fenómeno de carbonatación por
 medio de pruebas colorimétricas alcanza profundidades de al menos 10 mm.

respecto a la *durabilidad* del mismo:

Sobre la base de las evidencias recolectadas en campo (ver plano de
 levantamiento de patologías anexo), justificación de la presencia de los
 desencadenantes o variables cuestionables que generan los fenómenos que
 alteran el comportamiento del Túnel Guayasamin, se concluye

3.2.1. Conclusiones

secado.

En este contexto y sobre la base de los resultados presentados en el ensayo petrográfico
 practicado en varias muestras extraídas del túnel con presencia de fisuras longitudinales
 y transversales se define como causa de la mencionada patología la retracción por

oriental a cualquier hora del día.

Las temperaturas variaron en esos días entre 17 grados C° y 32 grados C° presentando,
 dentro de los registros realizados, las mayores entre las 12:00 horas y 16:00 horas. Existe
 una tendencia a presentar mayores temperaturas en el portal occidental que en el

humedad a la salida del portal oriental.

Se verifican humedades relativas bajas de 25 % que se mantiene constante a lo largo de
 todo el túnel en no menos de 6 horas (entre las 12:00 - 18:00 horas). Se observa, además
 una tendencia a presentar menor humedad entre las abscisa 0+000 y 0+370 que coincide
 con el inicio de la primera curva del túnel a cualquier hora del día, así como mayor





- El método es válido para la determinación de la resistencia a la compresión de estructuras u hormigones antiguos.
- La resistencia a la compresión determinada en núcleos extraídos en dirección perpendicular al proceso de consolidación o colado suele ser menor que aquellos obtenidos de dirección paralela a ese proceso.
- La resistencia obtenida en los núcleos extraídos suelen ser inferiores a la resistencia que se determina en las muestras tomadas en condición fresca. Influyen factores como nivel de resistencia, temperatura in situ, historia de la

mencionada:

La extracción de los corazones fue ejecutada según delineamientos de la norma ASTM C 42/C42M-13 "Método normalizado para la obtención de núcleos perforados y vigas aserradas de hormigón" que entre sus principales guías hormigón endurecido"

Se realizó también la toma de seis núcleos con el propósito de extraer sub muestras que fueron enviadas al Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto para la ejecución de ensayos petrográficos siguiendo recomendaciones de la norma ASTM C 856 -14" Práctica normalizada para el examen petrográfico de

Con el propósito de cubrir el requerimiento establecido en el estudio de diagnóstico del año 2010, en relación a la verificación de la resistencia a la compresión del hormigón de la segunda línea de revestimiento del paquete estructural supuesto del túnel, así como la cuantificación de las fibras y tipo de fibras utilizada, fueron extraídos un total de seis núcleos.

3.3.1. Extracción de Núcleos

3.3. Resistencia

Respecto a la *estabilidad volumétrica*, sobre la base de los resultados presentados en el examen petrográfico realizado por el IMCYC México, y la justificación de la presencia de variables que generan el fenómeno, se concluye que el fisuramiento generalizado sobre los hastales norte y sur del túnel Guayasamín es por causa de la retracción del hormigón por secado.

capítulo "Criterio consultoría internacional".

- Por acciones físicas no se descartar como aporte al fisuramiento la sobre estimación de la resistencia en el diseño respecto a lo que se tiene realmente in situ y/o, sobre cargas. Análisis con orientación estructural se presenta en el (ver detalle en el reporte de núcleos de hormigón extraídos del túnel. (ver detalle en el reporte petrográfico).



El segundo equipo empleado en la extracción de corazones a lo largo del hastal norte fue una perforadora hidráulica Acker montada sobre un camión.



Se emplearon dos tipos de equipos para la extracción; uno manual con motor eléctrico y disponibilidad de adaptar brocas con impregnación de diamante en diámetros de 76 mm y 100 mm y extensión de hasta 500 mm. Esta extractora por el tamaño y la versatilidad que presenta fue utilizado únicamente en la extracción de núcleos en el hastal sur del túnel, debido a la existencia del corredor peatonal de 120 mm de ancho y baranda protectora de acero que dificulta el empleo de otro tipo de equipo. Sin embargo, el sistema desarrollado no generó condiciones óptimas, tanto por la longitud de perforación requerida como por el perfil curvo del hastal que evita un total apoyo del equipo a las paredes.

Metodología de extracción en campo

humedad, procedimientos de consolidación, curado, variación de bachadas, estado de los equipos de extracción,

- Núcleos que contienen acero o fibras pueden ser ensayos bajo el método señalado por la norma, sin embargo la resistencia obtenida en este tipo de muestra no representan la resistencia real del hormigón.
- El diámetro de los núcleos debe ser al menos dos veces el tamaño nominal máximo del árido y la relación longitud/diámetro incluido el refrentado no menor de 1.75. Para relaciones L/D menores debe utilizarse factores de corrección recomendados en la norma.
- El contenido de humedad y su distribución en la probeta afecta la resistencia de la muestra. La norma no presenta un procedimiento normalizado que asegure que la humedad de ensayo sea la misma que se tiene in situ. Los procedimientos señalados únicamente intentan minimizar la variación entre las humedades de campo y laboratorio.

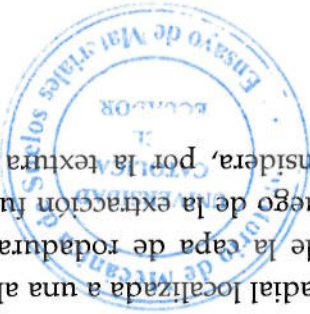
El núcleo fue extraído sobre una fisura de tipo radial localizada a una altura de 2,15 m medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 100 mm y la profundidad de 370 mm. Se considera, por la textura que

- Muestra N° 1 Abscisa 0+326 hastial Sur

Se describe a continuación el estado de cada una de las muestras tomadas para el ensayo de compresión simple:

3.3.2. Descripción de muestras extraídas para los ensayos de compresión y determinación de la dosificación de la fibra metálica

El sistema se ajustó a las condiciones geométricas del túnel y el peso propio de la máquina generó la reacción necesaria para disminuir las vibraciones en el proceso de penetración, sin limitaciones en la profundidad de perforación. Los toma muestras utilizados fueron de 76 mm y 100 mm de diámetro. En los dos procesos descritos, la perforación fue a rotación con inyección de agua para disminuir el calor generado por la fricción de la broca y el hormigón.



presenta la cara del núcleo hacia el interior de la línea dos, que se trata del contacto con la línea uno, sin presencia de material separador (geotextil) o que la extracción coincide con la presencia de una de las cerchas metálicas, como se puede ver en la Figura 17:

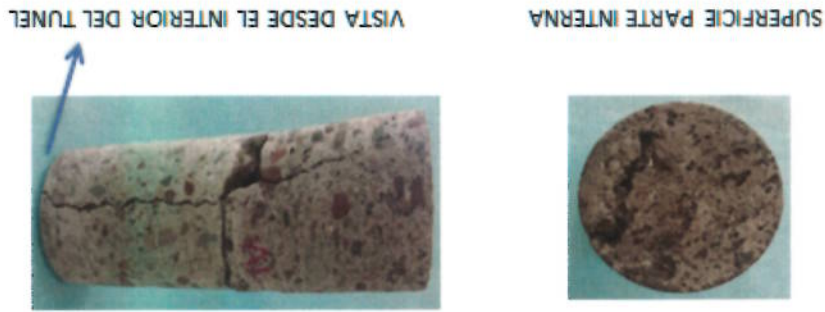


Figura 17: Núcleo extraído Abs 0+326 hastial sur capa externa (línea dos)

La fisura radial es continua en profundidad, se desarrolla a través de la pasta del hormigón y atraviesa desde el interior del túnel hasta 300 mm de profundidad. Inicia con una abertura de 1 mm y disminuye hacia el interior hasta una abertura de 0.33 mm. El corazón no presenta homogeneidad visual en los 370 mm de longitud; la mitad del núcleo medido desde el interior del túnel presenta un aspecto visual aceptable, aparentemente con adecuada compactación, mientras que la siguiente mitad hacia el interior presenta porosidades y se observa rotura del árido en el paso de la fisura.

El árido grueso es de origen volcánico, andesita basáltica, con tamaño máximo nominal de 13 mm de color rojo y a gris en una proporción aproximada de 50%.

De la longitud total del núcleo (370 mm), se dividieron en dos sub-muestras de aproximadamente igual longitud tratando de mantener una relación longitud diámetro cercano a 2. Las caras superior e inferior de las dos sub-muestras fueron preparadas inicialmente con corte de disco y luego retentadas con mortero de azufre según delineamientos de la norma ASTM C 617 Práctica normalizada para el retrenado de muestras de hormigón cilíndricas. La subdivisión de la muestra (capa externa), correspondiente a la línea dos del sistema de revestimiento, en dos núcleos; uno denominado frontal y otra trasera tenía como propósito comprobar la homogeneidad de resistencia a la compresión y la cantidad-homogeneidad de fibra utilizada.

La resistencia a la compresión simple fue ejecutada según requerimiento de la norma ASTM C 39 Método de ensayo normalizado para determinar la resistencia a la compresión de muestras cilíndricas de hormigón.



La determinación de la cantidad de fibra se realizó en las muestras utilizadas para el ensayo de compresión, luego de que éstas llegaran a la rotura. Los residuos del núcleo fueron recogidos cuidadosamente, evitando pérdidas del volumen medido antes del ensayo de compresión. Se verificó que la masa de las fracciones luego del ensayo de compresión sea igual a la masa del núcleo antes del ensayo. La totalidad del núcleo en fracciones fue colocado en la máquina de los ángeles y sometido a un proceso de impacto con la carga abrasiva máxima hasta pulverizar el hormigón a tamaños de partículas menores al tamiz N° 12. Recogido el residuo de hormigón se separó la fibra metálica con la ayuda de un imán y posteriormente se determinó el peso. El indicador que cuantifica la fibra se establece con la relación del peso de la fibra con la unidad de volumen que lo contiene.

SECCION	ABS. 0+126
FRONTAL DE LA FISURA	VERTICAL
DIAMETRO (mm)	100.2
RELACIONH/D	1.80
PESO UNITARIO (g/cm ³)	2.01
TMN (mm)	17.31
ESFUERZO (MPa)	25.3
FIBRA (kg/m ³)	0.3



Figura 18: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs 0+326 Hastial sur

La falla del primer núcleo en el ensayo de compresión se produjo de manera columnar a través de la fisura. En las paredes de la falla se observa porosidad, rotura del árido, falta de adherencia o desprendimiento del árido grueso y exceso de polvo fino seco sobre toda la sección. La granulometría de los áridos es discontinua en proporción aproximada de 60 % de árido fino y 40 % árido grueso. El árido grueso rojo es triturado de forma alargada.

La fibra de acero extraída es un producto de la empresa Dramix, luego de la medida de la longitud, espesor y verificación de la forma geométrica se



La fibra de acero extraída es un producto de la empresa Dramix, luego de la medida de la longitud, espesor y verificación de la forma geométrica se determinó que corresponde a la fibra denominada 65/60 BN, según ficha técnica proporcionada por la empresa IDEAL ALAMBREC.

La falla del segundo núcleo de la primera extracción, en el ensayo de compresión se produce a través de un plano diagonal con un ángulo de aproximadamente 60 grados con la horizontal, falla denominada por corte. Internamente el núcleo presenta alta porosidad, falla por adherencia del árido grueso y abundante polvo fino seco en la masa del hormigón de la muestra. La composición granulométrica de los áridos es discontinua en proporción aproximada de 60 % de finos y 40 % de árido grueso. A diferencia del hormigón de la capa externa, a pesar de ser de la misma muestra, se observa la presencia de partículas desmenuzables (del tamaño de limos y arcillas, material contaminante) color café claro *asi como la presencia de eflorescencias.*

Figura 19: Ensayo de compresión simple muestra trasera capa externa Abs 0*326 hastial sur



determinó que corresponde a la fibra denominada 65/60 BN, según ficha técnica proporcionada por la empresa IDEAL ALAMBREC.



frontal alcanza un valor de $0,3 \text{ kg/M}^3$ de hormigón la parte trasera del núcleo alcanza una cuantía de $9,8 \text{ kg/M}^3$. Tanto la resistencia como la cuantía de fibra incumplen lo especificado en el proyecto original.

- Muestra N° 2 Abscisa 0+420 hastial Sur

El núcleo fue extraído sobre una fisura de tipo radial localizada a una altura de $2,15 \text{ m}$ medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 100 mm y la profundidad de 530 mm . En esta muestra se identifica el paquete completo de hormigón que compone el revestimiento del túnel; 320 mm medido desde el interior del túnel correspondiente a línea dos del sistema, una interfase o geotextil separador entre la línea dos y la línea uno, y finalmente la línea uno hormigón lanzado de 210 mm , como se puede ver en la Figura 20:

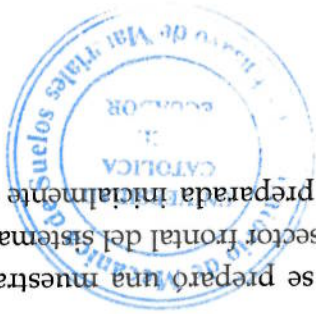


Figura 20: Núcleo extraído Abs 0+420 hastial sur capa interna –capa externa

La fisura radial es continua en profundidad, se desartolla a través de la pasta del hormigón cruzando algunos áridos y atraviesa desde el interior del túnel hasta 260 mm de profundidad (línea dos). Inicia con una abertura de $0,8 \text{ mm}$ y disminuye hacia el interior hasta una abertura de hasta $0,1 \text{ mm}$. El corazón presenta homogeneidad visual en los 530 mm de longitud; se observa en general porosidad en el hormigón de las dos líneas del sistema, aparentemente con adecuada compactación.

El árido grueso es de origen volcánico, andesita basáltica, con tamaño máximo nominal de 13 mm , de color rojo y a gris en una proporción aproximada de 50% .

De la longitud total de la línea dos (320 mm), se preparó una muestra en relación altura diámetro $1,60$ correspondiente al sector frontal del sistema. La cara superior e inferior de la sub muestra fue preparada inicialmente con



La fibra de acero extraída es un producto de la empresa Dramax, luego de la medida de la longitud, espesor y verificación de la forma geométrica se

como la presencia de eflorescencias. (del tamaño de limos y arcillas, material contaminante) color café claro así observa la presencia de material contaminante, partículas desmenuzables fino y en otro concentración de material grueso (partículas de 10 mm). Se evidencia sectores en el núcleo con una alta concentración solo de material aproximada de 50 % de finos y 50 % de árido grueso, sin embargo se composición granulométrica de los áridos es discontinua en proporción abundante polvo fino seco en la masa del hormigón de la muestra. La porosidad, fallas tanto por adherencia como por rotura del árido grueso y horizontal, falla denominada por corte. Internamente el núcleo presenta alta plano diagonal con un ángulo de aproximadamente 60 grados con la La falla del núcleo, en el ensayo de compresión se produce a través de un

Figura 21: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs 0*420 Hastal sur



SECCION	FRONTAL DE LA CAPA EXTERNA
FIBRA (kg/m ³)	8.5
ESFUERZO (MPa)	35.3
TMN (mm)	17.18
PESO UNITARIO (gr/cm ³)	2.12
RELACION H/D	1.60
DIAMETRO (mm)	101
FRONTAL DE LA CAPA EXTERNA	ABS. 0+420
FISURA	VERTICAL

La resistencia a la compresión simple fue ejecutada según requerimiento de la norma ASTM C 39.

delineamientos de la norma ASTM C 617 corte de disco y luego reentrenadas con mortero de azufre según



determinó que corresponde a la fibra denominada 65/60 BN, según ficha técnica proporcionada por la empresa IDEAL ALAMBREC.

La resistencia a la compresión del núcleo fue de 35 Mpa, y la cantidad de fibra medida de 8.5 kg/M³.

Debido a la disponibilidad de hormigón correspondiente a la primera línea (shotcrete, capa interna) se realizó un ensayo de compresión simple en una sub muestra preparada con relación altura / diámetro de 1.3.

SECCION TRASERA - CAPA INTERNA	ABS-0+420 FISURA VERTICAL	
DIAMETRO (mm)	100.7	
RELACION H/D	1.30	
PESO UNITARIO (g/cm ³)	2.15	
TMN (mm)	7.92	
ESFUERZO (MPa)	48.8	
FIBRA (kg/cm ³)	9.5	

Figura 22: Ensayo de compresión simple muestra trasera capa interna (hormigón lanzado) Abs 0+420 hastial sur

La falla del núcleo, en el ensayo de compresión se produce en forma cónica con ángulos de aproximadamente 60 grados con la horizontal, falla denominada por corte. Internamente el núcleo presenta alta porosidad. La composición granulométrica de los áridos es discontinua en proporción aproximada de 40 % de finos y 60 % de árido grueso. Se observa la presencia de material contaminante, partículas desmenuzables (del tamaño de limos y arcillas, material contaminante) color café claro.

La resistencia a la compresión del núcleo fue de 48,8 Mpa, y la cantidad de fibra medida de 9.5 kg/M³.

- Muestra N° 3 Abscisa 0+798 hastial Sur

El núcleo fue extraído sobre una zona sin fisuras localizada a una altura de 2,15 m medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del

pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 76 mm y la profundidad de 340 mm. Se considera, por la textura que presenta la cara del núcleo hacia el interior de la línea dos, que se trata del contacto con la línea uno, sin presencia de material separador (geotextil) o que la extracción coincide con la presencia de una de las cerchas metálicas Figura 23.

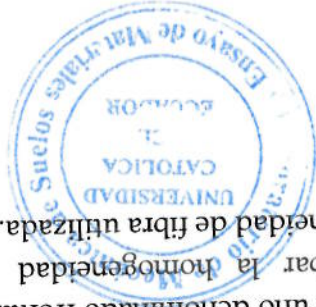


Figura 23: Núcleo extraído Abs 0+798 hastial sur capa externa (línea dos)

El corazon presenta homogeneidad visual en los 340 mm de longitud; se mantiene al igual que los núcleos anteriores la presencia de porosidad, siendo notorio una sección de vacíos transversal cercana a la cara vista desde el interior del túnel. Existe contaminación con partículas finas del tamaño de limos y arcillas.

El árido grueso es de origen volcánico, andesita basáltica, con tamaño máximo nominal de 13 mm, de color rojo y a gris en una proporción aproximada de 50 %.

De la longitud total del núcleo (340 mm), se dividieron en dos sub-muestras de aproximadamente igual longitud tratando de mantener una relación longitud diámetro cercano a 2. Las caras superior e inferior de las sub muestras fueron preparadas inicialmente con corte de disco y luego reentadas con mortero de azufre según delineamientos de la norma ASTM C 617. La subdivisión de la muestra (capa externa), correspondiente a la línea dos del sistema de revestimiento, en dos núcleos; uno denominado frontal y otra trasera tenía como propósito comprobar la homogeneidad de resistencia a la compresión y la cantidad-homogeneidad de fibra utilizada.



La resistencia a la compresión simple fue ejecutada según requerimiento de la norma ASTM C 39.

SECCION FRONTAL - CAPA EXTERNA	ABS. 0+798 SIN FISURA
DIAMETRO (mm)	75.5
RELACION H/D	2.0
PESO UNITARIO (g/cm ³)	2.22
TMN (mm)	18.29
ESFUERZO (MPa)	34.7
FIBRA (kg/cm ³)	20.1



Figura 24: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs 0+798 Hastial sur

La falla del núcleo de la sección frontal, en el ensayo de compresión se produce a través de un plano diagonal por la pasta, con un ángulo de aproximadamente 60 grados con la horizontal, falla denominada por corte. Se observa en la trayectoria de la falla también rotura del árido. Internamente el núcleo presenta alta porosidad, falla por adherencia del árido grueso y abundante polvo fino seco en la masa del hormigón de la muestra. La composición granulométrica de los áridos es discontinua en proporción aproximada de 50 % de finos y 50 % de árido grueso. Se observa la presencia de pocas partículas desmenuzables (del tamaño de limos y arcillas, material contaminante) color café claro.

La fibra de acero extraída es un producto de la empresa Dramix, luego de la medida de la longitud, espesor y verificación de la forma geométrica se determinó que corresponde a la fibra denominada 65/60 BN, según ficha técnica proporcionada por la empresa IDEAL ALAMBRECC.





SECCION TRASERA - CAPA EXTERNA	ABS. 0+798 SIN FISURA
DIAMETRO (mm)	75.6
RELACION HID	2.0
PESO UNITARIO (g/cm ³)	2.23
TMN (mm)	15.07
ESFUERZO (MPa)	38.6
FIBRA (kg/m ³)	17.3



Figura 25: Ensayo de compresión simple muestra trasera capa externa Abs 0+798 hastial sur

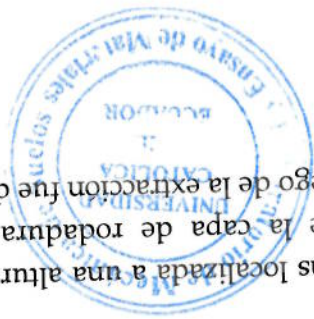
La falla del núcleo de la sección trasera, en el ensayo de compresión se produce de forma columnar. Se observa en la trayectoria de la falla también rotura del árido. Internamente el núcleo presenta alta porosidad, falla por adherencia del árido grueso y abundante polvo fino seco en la masa del hormigón de la muestra. La composición granulométrica de los áridos es discontinua en proporción aproximada de 50 % de finos y 50 % de árido grueso. Se observa la presencia de pocas partículas desmenuzables (del tamaño de limos y arcillas, material contaminante) color café claro.

La fibra de acero extraída es un producto de la empresa Dramix, luego de la medida de la longitud, espesor y verificación de la forma geométrica se determinó que corresponde a la fibra denominada 65/60 BN, según ficha técnica proporcionada por la empresa IDEAL ALAMBRETC.

La resistencia a la compresión de los dos núcleos es similar en promedio 37 Mpa. La proporción de fibra se mantiene similar en los dos núcleos, en promedio alcanza un valor de 19 kg/M³.

Muestra N° 4 Abscisa 0+400 hastial Norte

El núcleo fue extraído sobre una zona sin fisuras localizada a una altura de 2,15 m medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 76



mm y la profundidad de 510 mm. En esta muestra se identifica el paquete completo de hormigón que compone el revestimiento del túnel; 340 mm medido desde el interior del túnel correspondiente a la línea dos del sistema, una interfaz entre la línea dos y la línea uno evidenciada por una fisura transversal sin presencia de un material separador, y finalmente la línea uno hormigón lanzado de 170 mm, como se puede ver en la Figura 26:

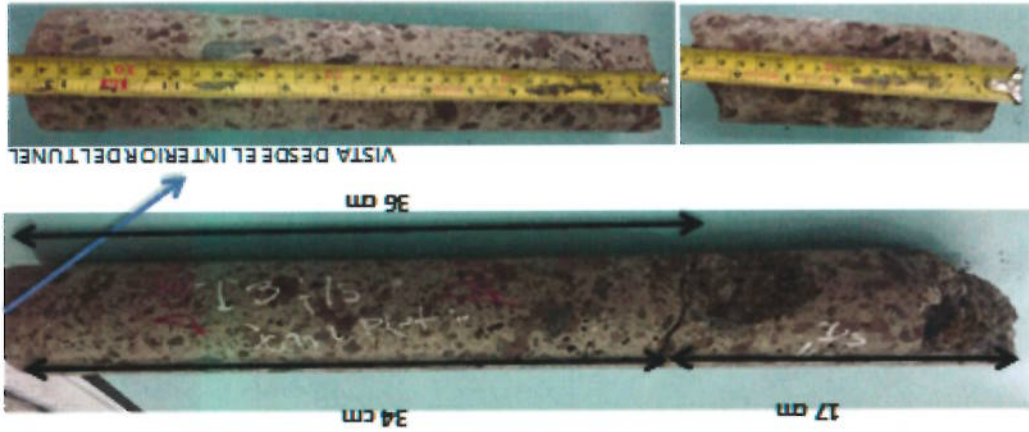


Figura 26: Núcleo extraído Abs 0+400 hastial norte capa interna -capa externa

El corazón no presenta homogeneidad visual en los 340 mm de longitud; se observa una alta presencia de porosidad. Existe contaminación con partículas finas del tamaño de limos- arcillas y presencia de eflorescencia. Esta condición es agresiva en el extremo de la línea uno en contacto con el macizo. Ver Figura 27.



Figura 27: Hormigón contaminado y eflorescencia

El árido grueso es de origen volcánico, andesita basáltica, con tamaño máximo nominal de 13 mm, de color rojo y a gris en una proporción aproximada de 50 %.

De la longitud total de la línea dos (340 mm), se dividieron en dos sub-muestras de aproximadamente igual longitud tratando de mantener una

relación longitudinal diámetro cercano a 2. Las caras superior e inferior de las dos sub muestras fueron preparadas inicialmente con corte de disco y luego reforestadas con mortero de azufre según delineamientos de la norma ASTM C 617. La subdivisión de la muestra (capa externa), correspondiente a la línea dos del sistema de revestimiento, en dos núcleos; uno denominado frontal y otra trasera tenía como propósito comprobar la homogeneidad de resistencia a la compresión y la cantidad-homogeneidad de fibra utilizada.

La resistencia a la compresión simple fue ejecutada según requerimiento de la norma ASTM C 39.

SECCION FRONTAL - CAPA EXTERNA	ABS.0+400 SIN FISURA	DIAMETRO (mm)	75.4	RELACION H/D	2.0	PESO UNITARIO (g/cm ³)	1.99	TMN (mm)	17.64	ESFUERZO (MPa)	28.5	FIBRA (kg/m ³)	7.6
--------------------------------------	-------------------------	---------------	------	--------------	-----	---------------------------------------	------	----------	-------	----------------	------	----------------------------	-----



Figura 28: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs 0+400 Hastial norte

La falla del núcleo de la sección frontal línea 2, en el ensayo de compresión se produce a través de un plano diagonal por la pasta, con un ángulo de aproximadamente 70 grados con la horizontal, falla denominada por corte. Se observa en la trayectoria de la falla también rotura del árido. Internamente el núcleo presenta alta porosidad, falla por adherencia del árido grueso y abundante polvo fino seco en la masa del hormigón de la muestra. La composición granulométrica de los áridos es discontinua en proporción aproximada de 70 % de finos y 30 % de árido grueso. Se observa la presencia de pocas partículas desmenuzables (del tamaño de limos y arcillas, material contaminante) color café claro



La fibra de acero extraída es un producto de la empresa Dramix, luego de la medida de la longitud, espesor y verificación de la forma geométrica se determinó que corresponde a la fibra denominada 65/60 BN, según ficha técnica proporcionada por la empresa IDEAL ALAMBREC.

SECCION TRASERA - CAPA EXTERNA	ABS. 0+400 SIN FISURA
DIAMETRO (mm)	75.5
RELACIONH/D	2.0
PESO UNITARIO (g/cm ³)	2.06
TMN (mm)	12.24
ESFUERZO (MPa)	35.0
FIBRA (kg/m ³)	9.0

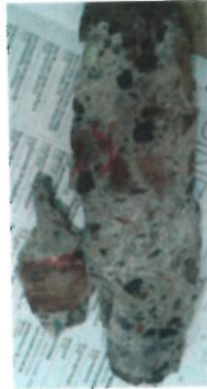


Figura 29: Ensayo de compresión simple muestra trasera capa externa Abs 0+400 Hastial norte

La falla del núcleo de la sección trasera línea 2, en el ensayo de compresión se produce a través de un plano diagonal por la pasta, con un ángulo de aproximadamente 70 grados con la horizontal, falla denominada por corte. Se observa en la trayectoria de la falla también rotura del árido. Internamente el núcleo presenta alta porosidad, falla por adherencia del árido grueso y abundante polvo fino seco en la masa del hormigón de la muestra. La composición granulométrica de los áridos es discontinua en proporción aproximada de 70 % de finos y 30 % de árido grueso. Se observa la presencia de pocas partículas desmenuzables (del tamaño de limos y arcillas, material contaminante) color café claro.

La fibra de acero extraída es un producto de la empresa Dramix, luego de la medida de la longitud, espesor y verificación de la forma geométrica se determinó que corresponde a la fibra denominada 65/60 BN, según ficha técnica proporcionada por la empresa IDEAL ALAMBREC.

La resistencia a la compresión de los dos núcleos no es similar a pesar de tratarse del mismo elemento dentro de una longitud de apenas 340 mm; la muestra de la capa externa tiene una resistencia a la compresión de 28,5 Mpa mientras que la capa interna es de 35 Mpa.

La proporción de fibra se mantiene similar en los dos núcleos, en promedio alcanza un valor de 8,3 kg/M³.

- Muestra N° 5 Abscisa 0+790 hastial Norte

La perforación, del núcleo sin fisura, en esta abscisa llegó hasta una profundidad aproximada de 360 mm, sin embargo su recuperación presentó dificultades, obteniéndose únicamente una muestra de 175 mm. Se puede señalar que es posible la existencia de una discontinuidad a los 175 mm por la facilidad de la extracción del tramo de hormigón a pesar de la presencia de fibras. El núcleo fue extraído sobre una zona sin fisuras localizada a una altura de xx m medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 100 mm.

A pesar de ser una muestra pequeña se observa la existencia de poros, material contaminante y eflorescencias.

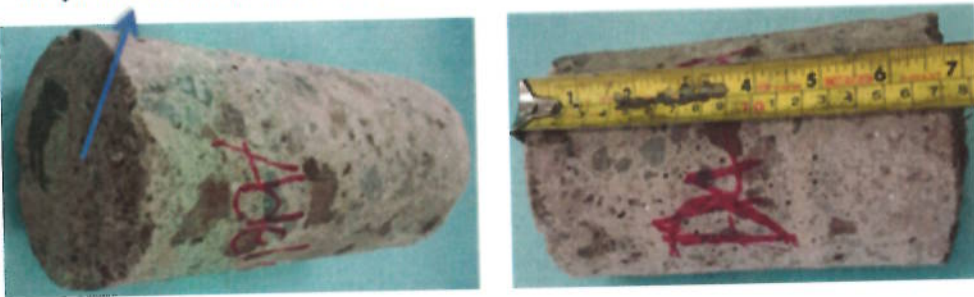


Figura 30: Núcleo extraído Abs 0+790 hastial norte capa externa (línea dos)

De la longitud total del núcleo se preparó una muestra en relación altura e inferior de la muestra fue preparada inicialmente con corte de disco y luego retrentadas con mortero de azufre según delineamientos de la norma ASTM C 617

La resistencia a la compresión simple fue ejecutada según requerimiento de la norma ASTM C 39.



Figura 31: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs 0+790 Hastial norte

SECCION FRONTAL	ABS. 0+790	SIN FISURA
DIAMETRO (mm)	100.5	
RELACION H/D	1.60	
PESO UNITARIO (g/cm ³)	2.11	
TMN (mm)	19.18	
ESFUERZO (MPa)	40.5	
FIBRA (kg/m ³)	13.2	

La falla del núcleo de la sección frontal (línea 2), en el ensayo de compresión se produce a través de un plano diagonal por la pasta, con un ángulo de aproximadamente 60 grados con la horizontal, falla denominada por corte. Se observa en la trayectoria de la falla también rotura del árido. Internamente el núcleo presenta alta porosidad, falla por adherencia del árido grueso y abundante polvo fino seco en la masa del hormigón de la muestra. La composición granulométrica de los áridos es discontinua en proporción aproximada de 70 % de finos y 30 % de árido grueso. La irregularidad en la mezcla de los áridos en el hormigón se evidencia con presencia de partículas de gran tamaño en la superficie de la cara externa del núcleo.

La fibra de acero extraída es un producto de la empresa Dramix, luego de la medida de la longitud, espesor y verificación de la forma geométrica se determinó que corresponde a la fibra denominada 65/60 BN, según ficha técnica proporcionada por la empresa IDEAL ALAMBREC.

La resistencia a la compresión de la muestra fue de 40,5 Mpa y la cantidad de fibra alcanzó un valor de 13,2 kg/M³.



- Muestra N° 6 Abscisa 0+1000 hastal Norte

El núcleo fue extraído sobre una zona sin fisuras localizada a una altura de 2,15 m, medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 76 mm y la profundidad de 380 mm. Se considera, por la textura que presenta la cara del núcleo hacia el interior de la línea dos, que se trata del contacto con la línea uno, sin presencia de material separador (geotextil) o que la extracción coincide con la presencia de una de las cerchas metálicas Figura 32:



VISTA DESDE EL INTERIOR DEL TUNEL

Figura 32: Núcleo extraído Abs 1+000 hastal norte capa externa (línea dos)

El corazón tomado presenta homogeneidad visual en los 380 mm de longitud; se observa presencia de porosidad a lo largo de toda la muestra y eflorescencia. A 200 mm medido desde la cara interior del túnel en el núcleo, se presenta una fisura transversal considerada como una zona débil. Ver Figura 33.



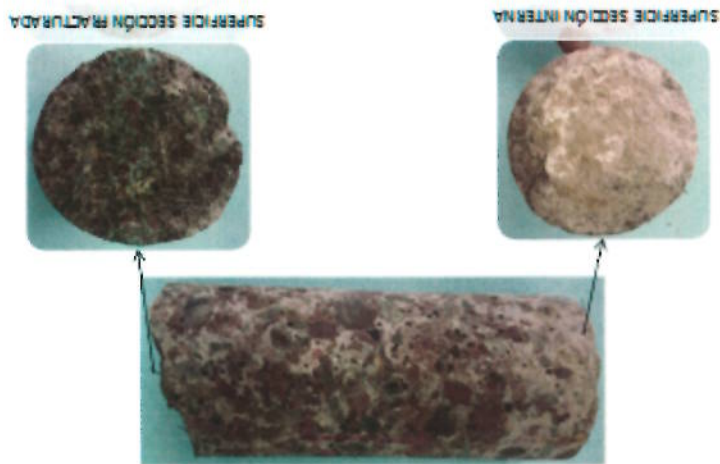


Figura 33: Fractura interna núcleo extraído Abs 1+000 hastial norte capa externa (línea dos)

El árido grueso es de origen volcánico, andesita basáltica, con tamaño máximo nominal de 13 mm, de color predominante negro.

De la longitud total de la línea dos (380 mm), se dividieron en dos sub-muestras de aproximadamente igual longitud tratando de mantener una relación longitud diámetro cercano a 2. Las caras superior e inferior de las dos sub-muestras fueron preparadas inicialmente con corte de disco y luego reftentadas con mortero de azufre según delineamientos de la norma ASTM C 617. La subdivisión de la muestra (capa externa), correspondiente a la línea dos del sistema de revestimiento, en dos núcleos; uno denominado frontal y otra trasera tenía como propósito comprobar la homogeneidad de resistencia a la compresión y la cantidad-homogeneidad de fibra utilizada.

La resistencia a la compresión simple fue ejecutada según requerimiento de la norma ASTM C 39.





SECCION FRONTAL - CAPA EXTERNA	ABS. I+000 SIN FISURA
DIAMETRO (mm)	75.7
RELACION H/D	2.0
PESO UNITARIO (g/cm ³)	2.14
TMN (mm)	16.35
ESFUERZO (MPa)	31.9
FIBRA (kg/m ³)	14.2



Figura 34: Ensayo de compresión simple muestra frontal capa externa Abs I+000 Hastial norte

La falla del núcleo de la sección frontal línea dos, en el ensayo de compresión se produce a través de un plano diagonal por la pasta, con un ángulo de aproximadamente 70 grados con la horizontal, falla denominada por corte. Internamente el núcleo presenta alta porosidad, falla por adherencia del árido grueso y abundante polvo fino seco en la masa del hormigón de la muestra. La composición granulométrica de los áridos es discontinua en proporción aproximada de 50 % de finos y 50 % de árido grueso. Se observa la presencia de pocas partículas desmenuzables (del tamaño de limos y arcillas, material contaminante) color café claro.

En este núcleo se observa la presencia de dos tipos de fibra de acero de la empresa Dramix, denominada 65/60 BN y 65/35 BN según ficha técnica proporcionada por la empresa IDEAL ALAMBREC.





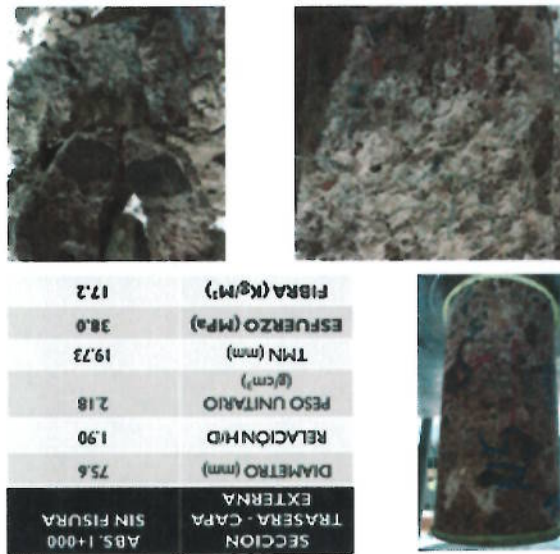
El resultado de los ensayos de compresión de núcleos se encuentra en el Anexo 8. La proporción de fibra se mantiene similar en los dos núcleos, en promedio alcanza un valor de 15.7 kg/M³.

La resistencia a la compresión de los dos núcleos no es similar a pesar de tratarse del mismo elemento dentro de una longitud de apenas 380 mm; la muestra de la capa externa tiene una resistencia a la compresión de 31,9 Mpa mientras que la capa interna es de 38 Mpa.

La fibra de acero extraída es un producto de la empresa Dramix, luego de la medida de la longitud, espesor y verificación de la forma geométrica se determinó que corresponde a la fibra denominada 65/60 BN, según ficha técnica proporcionada por la empresa IDEAL ALAMBRREC.

La falla del núcleo correspondiente a la sección trasera, en el ensayo de compresión se produce a través de un plano cercano al vertical y se desarrolla por la pasta. Se observa en la trayectoria de la falla también rotura del árido. Internamente el núcleo presenta alta porosidad, falla por adherencia del árido grueso y abundante polvo fino seco en la masa del hormigón de la muestra. La composición granulométrica de los áridos es discontinua en proporción aproximada de 50 % de finos y 50 % de árido grueso. Se observa la presencia de pocas partículas desmenuzables (del tamaño de limos y arcillas, material contaminante) color café claro.

Figura 35: Ensayo de compresión simple muestra trasera capa externa Abs 1+000 Hastial norte



3.3.3. Descripción de muestras extraídas para los ensayos petrográficos

- Muestra N° 1 Abscisa 0+275 hastal Norte

El núcleo fue extraído sobre una fisura de tipo radial localizada a una altura de 2,15 m medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 100 mm y la profundidad de 530 mm. En esta muestra se identifica el paquete completo de hormigón que compone el revestimiento del túnel; 360 mm medido desde el interior del túnel correspondiente a línea dos del sistema, una interfase o geotextil separador entre la línea dos y la línea uno, y finalmente la línea uno de hormigón lanzado de 175 mm. En el extremo de la muestra hacia el interior del macizo se encontró anexa al núcleo una funda de fibra plástica y en su interior terro-cemento Figura 36.

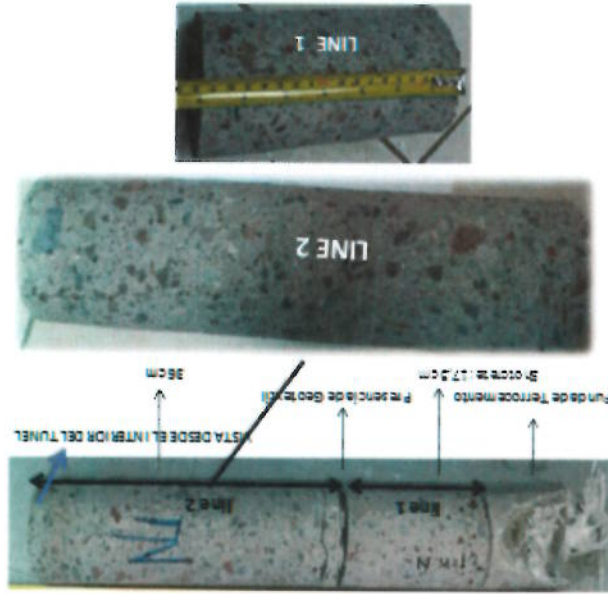
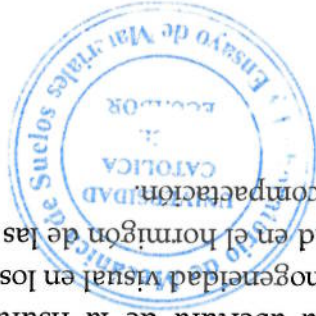


Figura 36: Núcleo extraído Abs 0+270 hastal norte capa interna -capa externa

La fisura radial es continua en profundidad, se desarrolla a través de la pasta del hormigón cruzando algunos áridos y atraviesa desde el interior del túnel hasta 270 mm de profundidad (línea dos). La abertura de la fisura en promedio es de 0,3 mm. El corazon presenta homogeneidad visual en los 530 mm de longitud; se observa en general porosidad en el hormigón de las dos líneas del sistema, aparentemente con adecuada compactación.



El árido grueso es de origen volcánico, andesitas y basaltos, con tamaño máximo nominal de 13 mm, de color rojo y a gris en una proporción aproximada de 50 %.

La línea uno del sistema estructural no presenta fisuras, los áridos que componen el hormigón tienen características similares a los de la línea dos y la porosidad es menor.

Muestra N° 2 Abscisa 0+315 hastial Norte

El núcleo fue extraído sobre una fisura de tipo longitudinal localizada a una altura de 2,15 m, medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 100 mm y la profundidad de 360 mm. Se considera, por la textura que presenta la cara del núcleo hacia el interior de la línea dos, que se trata del contacto con la línea uno, sin presencia de material separador (geotextil) o que la extracción coincide con la presencia de una de las cerchas metálicas

Figura 37.

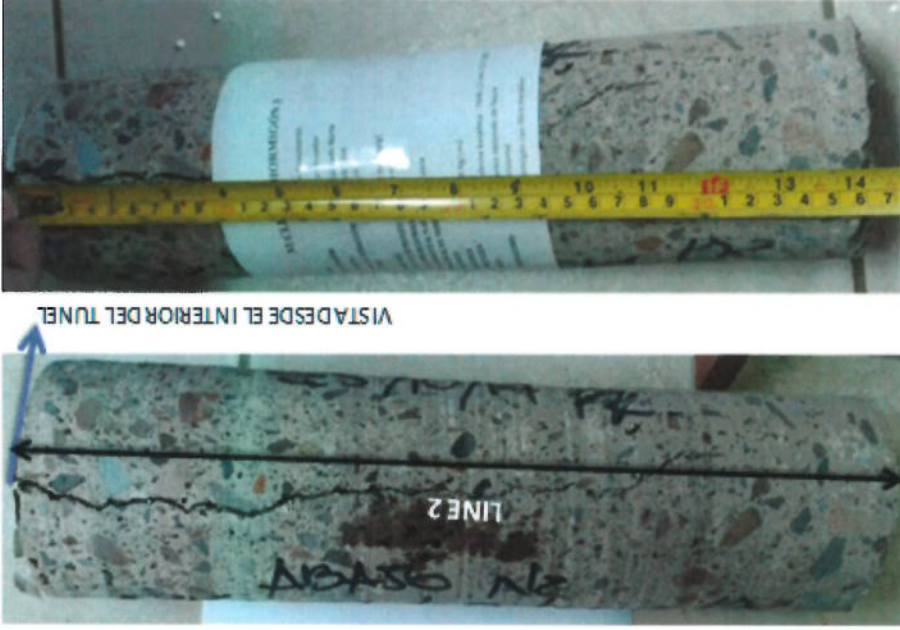


Figura 37: Núcleo extraído Abs 0+315 hastial norte capa externa

La fisura longitudinal es continua en profundidad, se desarrolla a través de la pasta del hormigón y atraviesa desde el interior del túnel hasta 310 mm de profundidad. Inicia con una abertura de 1 mm y disminuye hacia el interior hasta una abertura de 0.30 mm. El corazón presenta homogeneidad

visual en los 360 mm de longitud; existe porosidad y presencia de material fino del tamaño de limo y arcilla.

El árido grueso es de origen volcánico, andesitas y basaltos, con tamaño máximo nominal de 13 mm, de color rojo y a gris en una proporción aproximada de 50 %.

• Muestra N° 3 Abscisa 0+319 hastial Norte

El núcleo fue extraído sobre una fisura de tipo longitudinal localizada a una altura de 2,15 m medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 76 mm y la profundidad de 310 mm. Al final de la longitud de la muestra extraída existe una probable generación de una junta fría y deficiente compactación, Figura 38.

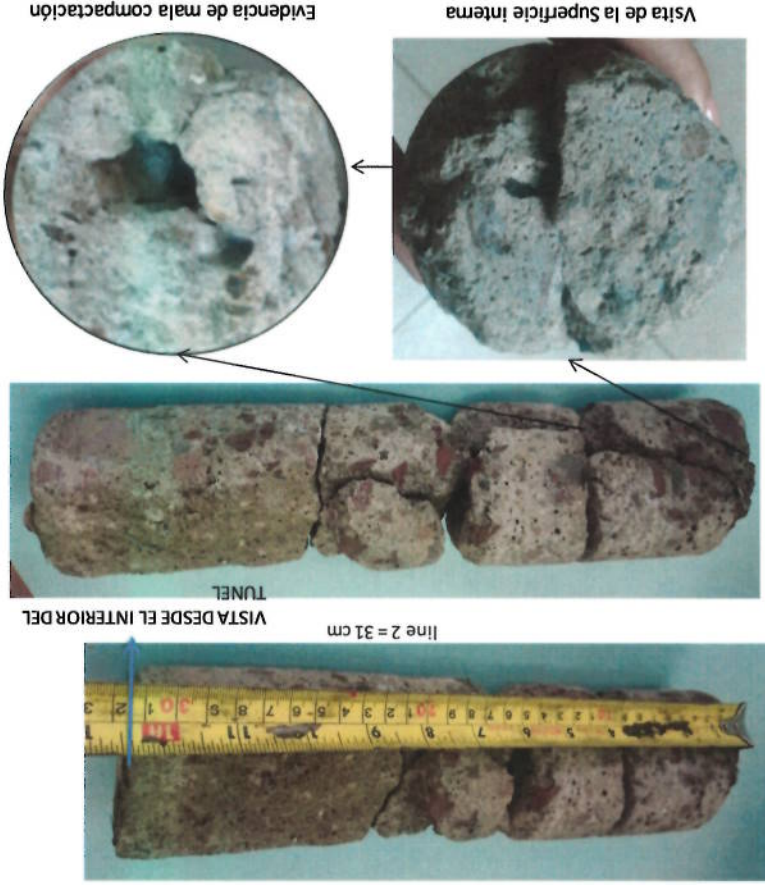


Figura 38: Núcleo extraído Abs 0+319 hastial norte capa externa

La fisura longitudinal es continua en profundidad, se desarrolla a través de la pasta del hormigón y atraviesa la totalidad de la muestra. La abertura de la fisura es constante de 0,5 mm. El muestra presenta homogeneidad visual en los 310 mm de longitud; existe porosidad considerable y presencia alta de material fino del tamaño de limo y arcilla. También se ha identificado eflorescencias en el interior del núcleo. El deterioro del hormigón es intenso, que en el proceso de perforación fue inevitable la fracturación o generación de fisuras transversales al núcleo.

Dadas las condiciones del núcleo, la muestra no fue sometida a ensayos de compresión ni ensayo petrográfico.

- Muestra N° 4 Abscisa 0+324 hastal Sur

El núcleo fue extraído sobre una fisura de tipo longitudinal localizada a una altura de 2,15 m medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 100 mm y la profundidad de 230 mm.



Figura 39: Núcleo extraído Abs 0+324 hastal sur capa externa

La fisura longitudinal es continua en profundidad, se desarrolla a través de la pasta del hormigón y atraviesa la totalidad de la muestra. La abertura de

La fisura es constante de 1,5 mm. El muestra presenta homogeneidad visual en los 230 mm de longitud; existe porosidad considerable y presencia alta de material fino del tamaño de limo y arcilla. También se ha identificado eflorescencias en el interior del núcleo.

Muestra N° 5 Abscisa 0+332 hastial Norte

El núcleo fue extraído sobre una fisura de tipo radial localizada a una altura de 2,15 m, medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 76 mm y la profundidad de 330 mm. Se considera, por la textura que presenta la cara del núcleo hacia el interior de la línea dos, que se trata del contacto con la línea uno, sin presencia de material separador (geotextil) o que la extracción coincide con la presencia de una de las cerchas metálicas Figura 40.

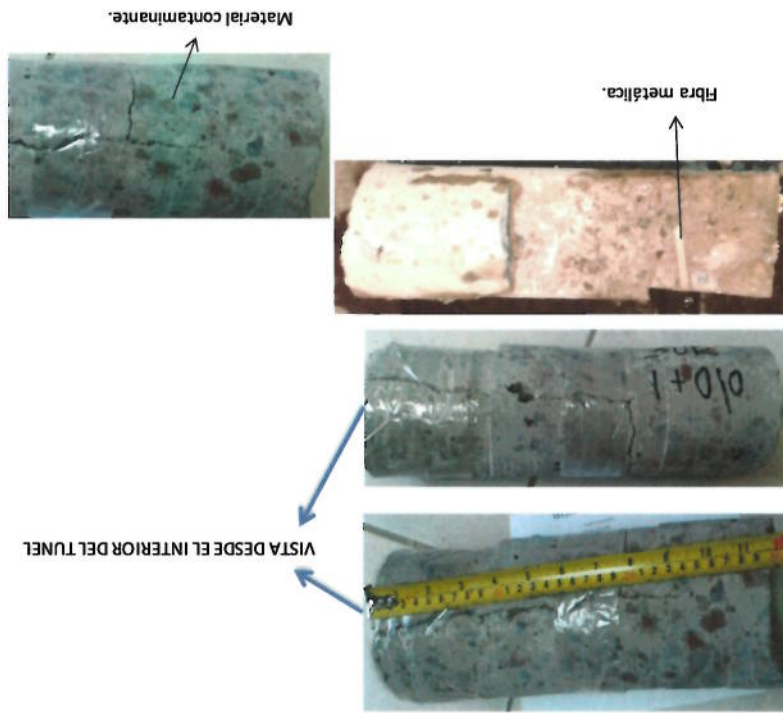


Presencia de porosidad
Evidencia de contaminación.

Figura 40: Núcleo extraído Abs 0+332 hastial norte capa externa

La fisura longitudinal es continua en profundidad, se desarrolla a través de la pasta del hormigón y atraviesa desde el interior del túnel hasta 230 mm de profundidad. Inicia con una abertura de 0,4 mm y disminuye hacia el interior hasta una abertura de 0.10 mm. El corazón no presenta homogeneidad visual en los 360 mm de longitud; existe porosidad, presencia de material fino del tamaño de limo- arcilla y elementos extraños a

Figura 41: Núcleo extraído Abs 1+010 hastial sur capa externa



El núcleo fue extraído sobre una fisura de tipo longitudinal localizada a una altura de 2,15 m, medido desde el nivel superficial de la capa de rodadura del pavimento rígido. El diámetro de la muestra, luego de la extracción fue de 100 mm y la profundidad de 300 mm. Se considera, por la textura que presenta la cara del núcleo hacia el interior de la línea dos, que se trata del contacto con la línea uno, sin presencia de material separador (geotextil) o que la extracción coincide con la presencia de una de las cerchas metálicas, como se puede ver en la Figura 41:

- Muestra N° 6 Abscisa 1+010 hastial Sur

El árido grueso es de origen volcánico, andesitas y basaltos, con tamaño máximo nominal de 13 mm. de color rojo y a gris en una proporción aproximada de 50 %. Se observa concentración de árido grueso (segregación) hacia la cara vista del hastial.

los componentes del hormigón. Existe fisuramiento interno transversal al final de la zona de concentración de árido grueso que atraviesa árido y en la sección media del núcleo otra fisura transversal de 0,4 mm que parte de la fisura longitudinal.



Se desprende de estos resultados que la resistencia a la compresión del hormigón en el túnel no es menor de 25 Mpa, resistencia especificada en los planos de diseño y memoria de cálculo estructural.

Se observa que las resistencias determinadas en el tramo de 0+400, que corresponde a la sección recta del túnel (occidente-oriental), antes de la primera curva, presentan las resistencias más bajas de todos los núcleos. Los sectores siguientes presentan valores que fluctúan entre 30 Mpa y 40 Mpa.

Se observa, así mismo, en el mismo tramo 0+000 a 0+400, que los núcleos presentan valores menores de peso unitario que el resto de núcleos, fluctuando entre 1,99 a 2,06 g/cm³. El resto de núcleos tienen pesos unitarios de 2,00 a 2,23 g/cm³.

En concordancia con las dos conclusiones anteriores, incluyendo la abs 0+420, se observa que la cantidad de fibra colocada en el tramo mencionado fluctúa en promedio 5,05 a 9,0 kg por metro cúbico de hormigón. Mientras que en el resto de núcleos varía en promedio de 13,2 a 20,1 kg/M³ de hormigón.

Luego de la verificación geométrica y dimensiones se comprobó que la fibra de acero encontrada en todos los núcleos es de la empresa Dramix y corresponde al tipo 65/60 BGN. Se debe señalar que en el núcleo N° 6 se encontró a más de la 65/60 B fibra 65/35 B. La recomendación en la ficha técnica actual coincide con la especificación señalada en los planos de diseño del Túnel Guayasamin, según la cual debería colocarse fibra de acero 65/60 BN (no señala la 65/35 B), no menos de 15 kg/M³. La recomendación dada por el fabricante de 15 kg/M³, tiene como único objetivo el control de fisuras por retracción plástica, no supone reemplazo del acero estructural.

De la subdivisión de los núcleos extraídos, en parte frontal y trasera, se evidencia una clara heterogeneidad en resistencia, cuanta de fibra, densidad (peso unitario). Al tratarse de una muestra tomada en un elemento de 350 mm, fundido en un solo proceso, variaciones de 14 % al 20 % en resistencia son muy altas. En condiciones de campo podría esperarse variaciones no mayores de 8 %. De característica común se observa que los sub núcleos frontales son siempre de menor resistencia y menor densidad que los traseros, situación que se presenta igual en núcleos con fisura y sin fisura.

Similar situación se comprueba con la distribución de fibras, variaciones del 18 a 20 % y un caso de 320 % se verifica en las muestras extraídas. Con excepción del núcleo 3, el mayor peso de fibra por unidad de volumen es encontrado en el submuestra traseras.



Es importante señalar que de acuerdo a los requerimientos de la norma todos los exámenes petrográficos deben ser ejecutados bajo la dirección técnica de un

- Determinación en detalle de las condiciones del hormigón en la construcción
- Determinación de las causas de la inferior calidad o deterioro del hormigón
- Descripción de la matriz cementicia.
- Determinación de las características físicas y químicas de los áridos componentes del hormigón.
- Determinación de posibles reacciones álcali - árido o álcali-carbonato

se menciona:

El propósito del ensayo es múltiple y depende de los requerimientos del proyecto o del investigador. Entre la principal información que puede producir el examen factible la realización del ensayo en muestras de laboratorio.

La guía práctica establecida en la norma ASTM C 856-14, tiene como propósito la realización de un examen petrográfico en cualquier producto de hormigón de cemento hidráulico. Las muestras regulares o en fracción pueden ser tomadas in situ, por tanto estarían expuestas a condiciones climáticas del medio. También es factible la realización del ensayo en muestras de laboratorio.

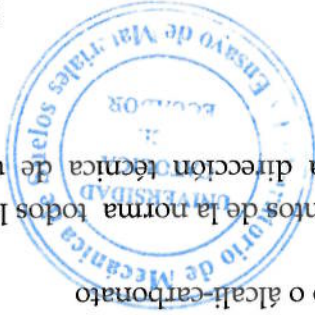
De las seis muestras anteriormente descritas, cinco fueron preparadas y enviadas al IMCYC México para la realización de ensayos petrográficos según norma ASTM C 856-14 "Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete".

3.4.1. Ensayos petrográficos

3.4. Ensayos

La presencia de la fisura en los núcleos no ha influido en la resistencia a la compresión determinada, sin embargo debe señalarse que la resistencia registrada no corresponde a la resistencia real del hormigón debido a la presencia de fibras. La resistencia que se reporta debe considerarse como referencia.

De lo mencionado se concluye que se utilizó a lo largo de todo el túnel, probablemente un inadecuado proceso de mezcla y compactación del elemento. Se concluye por tanto que existieron deficiencias en control de calidad. Se corrobora esta conclusión por las condiciones de todos los núcleos extraídos, manteniendo como característica la presencia de vacíos y material contaminante (limos) (ver descripción de núcleos).



petrógrafo supervisor a tiempo completo, con al menos cinco años de experiencia en examinación perográfica en hormigón y materiales fabricados con hormigón. El supervisor petrógrafo de hormigón debe tener cursos a nivel universitario que incluya petrografía, mineralogía y mineralogía óptica o cinco años de experiencia documentada y experiencia en su aplicación en evaluaciones de hormigón.

El petrógrafo debe tener además conocimiento sobre materiales y fabricación de hormigón, procesos de fundición, mezclas, manipuleo, colocación y terminado del hormigón de cemento hidráulico. Debido a estas exigencias, debió ser enviada las muestras a una institución calificada. Por el contacto que el Laboratorio de Materiales de la PUCB ha tenido con el Instituto Mexicano del Cemento y Concreto en proyectos anteriores y en programas de pruebas inter-laboratorio se decidió realizar los ensayos en el laboratorio del IMCYC, México.

A continuación se presenta el informe preparado por el IMCYC:

Introducción

El siguiente estudio tiene por objeto conocer las características físicas y químicas de los corozones de concreto endurecido con clave: M-647/01, M-647/02, M-647/03, M-647/04, M-647/05 y M-647/06; así como de sus componentes (pasta y agregados pétreos).

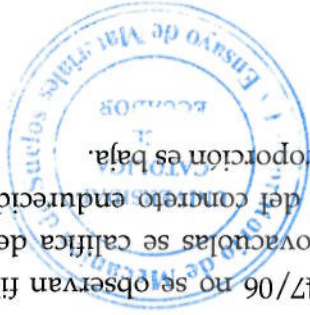
Método de estudio

El estudio se efectuó a seis muestras, las cuales corresponden a corozones de concreto endurecido con claves: M-647/01, M-647/02, M-647/03, M-647/04, M-647/05 y M-647/06, cuyas alturas son: 33.0 cm, 23.5 cm, 36.5 cm, 31.5 cm, 36.0 cm y 7.5 cm respectivamente y cuyos diámetros son: 7.5 cm, 9.5 cm, 9.5 cm, 9.6 cm, 9.8 cm y 10 cm respectivamente; a las cuales se les aplicó la siguiente metodología:

- a) Corte longitudinal a lo largo de los corozones de concreto endurecido.
- b) Descripción de las muestras de concreto endurecido bajo el microscopio estereoscópico.
- c) Elaboración de dos a tres láminas delgadas para cada muestra, a fin de determinar sus características bajo el microscopio petrográfico.
- d) Realización de un conteo de puntos para determinar el porcentaje de los constituyentes dentro de las muestras de concreto endurecido.

El estudio se realizó siguiendo las recomendaciones de la norma ASTM C 856-14 Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete.





- embargo en las muestras analizadas su proporción es baja.
- calidad física por afectar la durabilidad del concreto endurecido, sin nivel macroscópico. El basalto con microvacuolas se califica de mala el corazón de concreto endurecido M-647/06 no se observan fibras a M-647/03, M-647/04 y M-647/05 se aprecian finas fibras de acero. En opacos. En los corazones de concreto endurecido M-647/01, M-647/02, monominerales de plagioclasas, piroxenos, anfíboles y minerales algunos de los basálticos con microvacuolas; además de fragmentos agregado fino se aprecian fragmentos líticos de la misma composición, traquiandesita y basalto-andesita, para el agregado grueso; para el Los agregados corresponden a fragmentos líticos de andesita-basalto, 3% con poros predominantemente esféricos y elípticos.
- La muestra M-647/06 presenta una porosidad de aproximadamente agregados.
 - En las muestras M-647/02, M-647/03 y M-647/04 la porosidad es de irregulares, éstos últimos ocasionalmente emplazados en borde de aproximadamente 5%, con poros esféricos, elípticos y escasos
 - En las muestras M-647/01 y M-647/05, se estima una porosidad de aproximadamente 6%-7% con poros esféricos, elípticos y abundantes irregulares, éstos últimos frecuentemente emplazados en borde de agregados.
- En los corazones de concreto endurecido M-647/01 y M-647/05, se la siguiente forma:
- La porosidad estimada en cada corazón de concreto endurecido varía de presenta una coloración homogénea.
 - A nivel macroscópico, la pasta en los corazones de concreto endurecido,

Los detalles observables en las muestras de mano corresponden a:

desprendimientos en las zonas de fracturamiento.

con disco de acero diamantado y al golpe con martillo, sin embargo se aprecian Todos los corazones de concreto endurecido presentan buena resistencia al corte se puede inferir que dicho fracturamiento es resultado del proceso de extracción. concreto endurecido, pero por su morfología y el hecho de que rompe agregados fracturamiento perpendicular a la orientación de extracción del corazón de muestras M-647/01, M-647/02, M-647/03 y M-647/04 presentan un macroscópico, con morfología en "V", a excepción de la muestra M-647/06. Las Todas las muestras de concreto endurecido presentan fracturamiento a nivel

● Descripción macroscópica:

Los resultados del estudio se presentan a continuación:





- La distribución de los agregados en los corazones de concreto endurecido se califica como sigue, en los corazones de concreto endurecido M-647/01, M-647/03, M-647/04 M-647/05 y M-647/06 la distribución de agregados finos y gruesos se califica como adecuada. En el corazón de concreto M-647/02 se aprecia una leve segregación de agregados gruesos respecto al espacio total analizado.
- Los corazones de concreto endurecido M-647/01, M-647/02, M-647/03, M-647/04 y M-647/05 presentan fracturamiento en "V" que bordea agregados y atraviesa poros.
- En los corazones de concreto endurecido M-647/01, M-647/02, M-647/03 y M-647/04, además se aprecia un fracturamiento horizontal que corta agregados; por su morfología puede inferirse que dicho fracturamiento es resultado del proceso de extracción de los corazones de concreto.

El recuento fotográfico se puede observar en el Anexo 9.

• Descripción microscópica:

Para este análisis se realizaron tres secciones delgadas en el corte longitudinal de las muestras M-647/01, M-647/02, M-647/03, M-647/04 y M-647/05 y dos de la muestra M-647/06; a un tamaño de 5.0X7.5 cm, éstas se observaron bajo el microscopio petrográfico para realizar la caracterización de los agregados pétreos, su relación con la pasta y algunos otros aspectos de interés como son:

Pasta:

En las muestras M-647/01, M-647/02, M-647/03, M-647/04 y M-647/05 se aprecia pasta clara en la parte superficial que llega a una profundidad de entre 1 y 5 cm, en tanto que en la muestra M-647/06 el contraste en la pasta es de apenas 4 mm máximo. En la muestra M-647/01 se aprecian menor proporción de pasta que en el resto de las muestras analizadas. En los corazones de concreto endurecido con fractura en "V" se aprecia pasta clara en los bordes.

Agregados:

Los agregados se han calificado de buena calidad física y química, a excepción de los agregados de basalto microvacuolar que son de mala calidad física por afectar la durabilidad del concreto, sin embargo, en las muestras analizadas son escasos.



TIPO DE MATERIAL	%	Calidad Física	Calidad Química
Fragmentos de roca (Andesita-basalto, traquiandesita y basalto-andesita)	49	BUENA	BUENA
Fragmentos de roca (Basalto-andesita microvacuolar)	2	MALA	BUENA
Plagioclasas	27	BUENA	BUENA
Piroxenos	11	BUENA	BUENA
Anfiboles	8	BUENA	BUENA
Minerales opacos	3	BUENA	BUENA

Tabla 15: Agregado fino

Muestra: M-647/01, M-647/02, M-647/03, M-647/04, M-647/05 y M-647/06.

Estudio petrográfico del agregado grueso y fino

La porosidad y microporosidad estimadas en cada corazón de concreto endurecido y su morfología, varían de la siguiente forma: En el corazón de concreto endurecido M-647/01 se estima una porosidad de aproximadamente 7% con poros esféricos, elípticos y abundantes irregulares, estos últimos ocasionalmente emplazados en borde de agregados. En los corazones de concreto endurecido M-647/02 al M-647/04 la porosidad es en promedio de 5%, la muestra M-647/05 presenta una porosidad de 6%, con poros esféricos, elípticos y algunos irregulares; finalmente la muestra M-647/06 presenta una porosidad de 3%, con poros circulares, elípticos y escasos irregulares.

Porosidad y microporosidad:

Se aprecia fracturamiento en "V", en las muestras M-647/01, M-647/02, M-647/03, M-647/04 y M-647/05, este alcanza profundidades de más de 20 cm, cerrándose a profundidad. En cuatro de los especímenes además se presenta fracturamiento horizontal que rompe agregados y por su morfología puede inferirse que se generó durante la extracción de los núcleos. En el corazón de concreto endurecido M-647/06 solo se observa microfisuramiento que bordea agregados y forma puntos triples.

Fracturamiento y microfisuramiento:

- En el corazón de concreto endurecido M-647/01, forman el 47% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).
- En el corazón de concreto endurecido M-647/02, forman el 45% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).
- En el corazón de concreto endurecido M-647/03, forman el 49% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).
- En el corazón de concreto endurecido M-647/04, forman el 50% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).
- En el corazón de concreto endurecido M-647/05, forman el 48% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).
- En el corazón de concreto endurecido M-647/06, forman el 49% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).

Tabla 16: Agregado grueso

TIPO DE ROCA	COLOR	TEXTURA SUP.
ANDESITA-BASALTO	BLANCO CON NOTAS NEGRAS	CRISTALINA
TRAQUIANDESITA	GRIS	CRISTALINA
BASALTO-ANDESITA	GRIS OSCURO A NEGRO	CRISTALINA

TIPO DE ROCA	DUREZA	%	CALIDAD FÍSICA	CALIDAD QUÍMICA
ANDESITA-BASALTO	60-65	89	BUENA	BUENA
TRAQUIANDESITA	60	7	BUENA	BUENA
BASALTO-ANDESITA	60-65	4	BUENA	BUENA

- En el corazón de concreto endurecido M-647/01, forman el 53% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).
- En el corazón de concreto endurecido M-647/02, forman el 55% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).
- En el corazón de concreto endurecido M-647/03, forman el 51% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).
- En el corazón de concreto endurecido M-647/04, forman el 50% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).
- En el corazón de concreto endurecido M-647/05, forman el 52% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).
- En el corazón de concreto endurecido M-647/06, forman el 51% en promedio del total de los agregados (finos-gruesos).

El recuento fotográfico se puede observar en el Anexo 10.

Comentarios y conclusiones

- Los corozones de concreto endurecido, presentan buena resistencia al corte con disco de acero diamantado y al golpe con martillo.
- La distribución de los agregados de concreto endurecido se califica como adecuada en las muestras M-647/01, M-647/03, M-647/04 M-647/05 y M-647/06, en la muestra M-647/02 se observa segregación en los agregados gruesos.
- Los agregados se han calificado de buena calidad física y química, a excepción del basalto vacuolar, de mala calidad física, sin embargo su proporción en las muestras analizadas es baja ($\leq 2\%$).
- La pasta presenta una apariencia homogénea en las muestras analizadas. Solamente se aprecia una fina franja de pasta parda en las muestras M-647/01, M-647/02, M-647/03, M-647/04 y M-647/05, en la zona superior y en el borde del fracturamiento en "V", que se atribuye al curado deficiente del concreto.
- La porosidad varía de 7% en la muestra M-647/01, 6% en la muestra M-647/05, 5% en las muestras M-647/02, M-647/03 y M-647/04 y 3% en la muestra M-647/06, con predominio de poros esféricos y elípticos; en las muestras con mayor proporción de porosidad también son más abundantes los poros irregulares. La porosidad variable en los corozones y poros irregulares manifiesta compactación irregular del concreto.
- La característica más notoria en los corozones de concreto endurecido M-647/01, M-647/02, M-647/03, M-647/04 y M-647/05 analizados, es la presencia del fracturamiento en "V", con pasta clara asociada en la superficie y en el borde de la fractura, por lo que se infiere que puede corresponder a fisuras del tipo contracción por secado. Por curado insuficiente o evaporación rápida del agua de mezclado del concreto. En el caso de la muestra M-647/06 el rasgo característico es la presencia de microfisuramiento que bordea agregados y traviesa poros, formando ocasionalmente puntos triples, pero no presenta fractura a nivel macroscópico.

3.4.2. Estudio geofísico

El presente informe técnico se emite a petición de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, como apoyo a las actuaciones que el Laboratorio de Materiales de Construcción está llevando a cabo en el Túnel Oswaldo Guayasamín en la Ciudad de Quito, República del Ecuador.



3.4.2.1.

Objetivos y alcance del estudio

Los trabajos y conclusiones reflejados en este informe fueron realizados por personal técnico y equipos de la compañía Ecursevi S.A. durante el mes de Octubre del año 2014.

El informe se ha organizado dividiéndolo en dos partes.

- En la primera parte se expone el fundamento y uso de las técnicas geofísicas empleadas así como el desarrollo de la campaña de exploración realizada.
- En la segunda parte se explican las medidas y resultados obtenidos en las exploraciones realizadas en los diferentes puntos del trazado.

El objetivo del presente estudio ha sido la exploración geofísica, utilizando la técnicas de GPR, (geo-radar) del subsuelo y tomografía eléctrica, en aquellas zonas marcadas por los directores del proyecto.

Mediante la interpretación de los datos aportados por estas técnicas se marcaron como objetivos fundamentales:

- GPR; (Geo-Radar):

- Definir el espesor del hormigón de recubrimiento del interior del túnel.
- Comprobar la existencia de armaduras metálicas en el hormigón de recubrimiento interior.
- Comprobar la existencia y la separación entre las cerchas de los diferentes tramos.
- Comprobar la existencia de armaduras metálicas entre cerchas.
- Comprobar la presencia de oquedades entre el recubrimiento y el terreno natural.
- Presencia de zonas de humedad tras el hormigón de recubrimiento.

- Tomografía eléctrica:

- Identificar zonas de alteración y contraste de humedad en el sustrato natural cercano a las paredes del túnel.





3.4.2.2. Trabajos realizados y técnicas empleadas

Resumen de los trabajos de exploración

El túnel Oswaldo Guayasamín, fue inaugurado el 11 de agosto del año 2005, habiendo comenzado su construcción a comienzos del año 2003. Presenta un trazado de 1340m de longitud con un diámetro de 11 m. Conecta Quito desde la boca occidental ubicada en la Plaza República de Argentina con la boca oriental hacia Cumbayá.

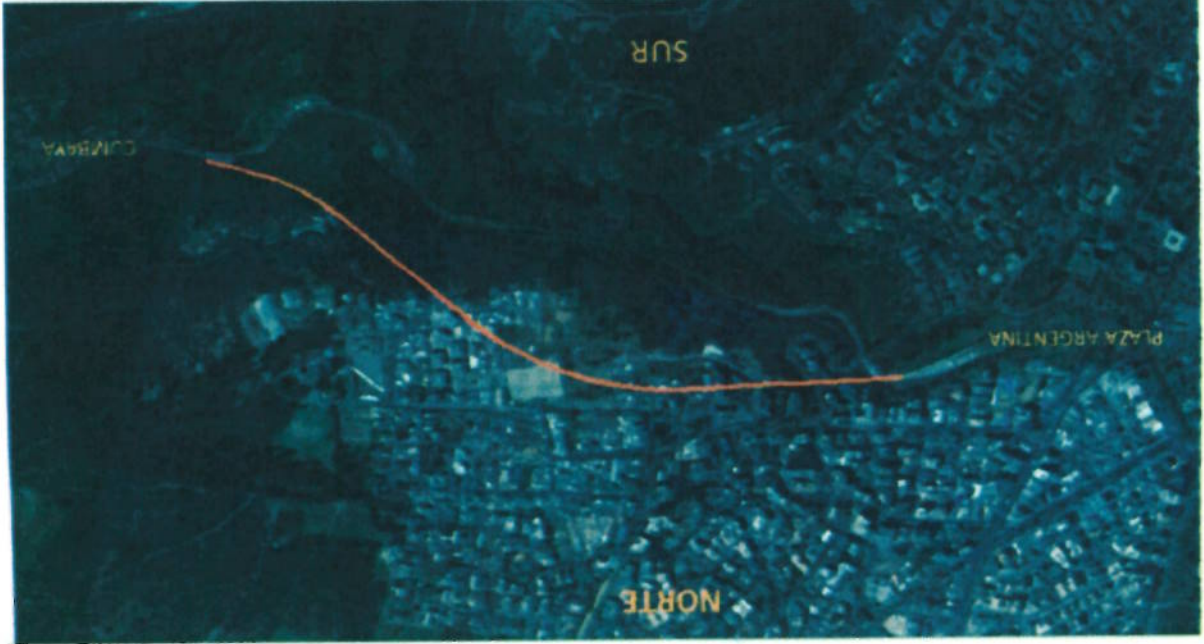


Figura 43: Trazado del túnel Oswaldo Guayasamín

Los trabajos de campo se realizaron los días 25 y 26 de Octubre y fueron llevados a cabo con la maquinaria y personal técnico especializado del departamento de Geotecnia de Ecursevi S.A., siguiendo las pautas y procedimientos normalizados que exigen nuestro control de calidad y la normativa aplicable al respecto.

A continuación detallamos una relación de los trabajos realizados, por el personal de obra de ECURSEVI S.A. en cada una de los tramos estudiados, siguiendo las indicaciones marcadas por los directores del proyecto.

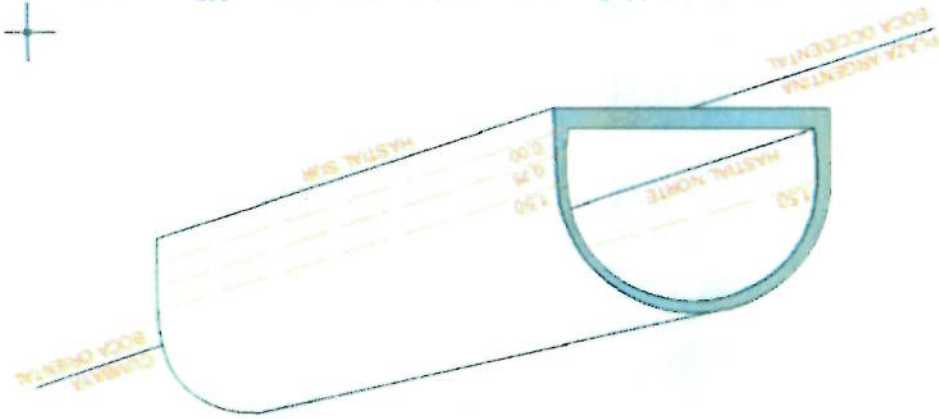




Figura 45: Fotografías tomadas en alguna de las situaciones de trabajo dentro del Túnel



Figura 44: Esquema de trabajo y designación de pasadas con GPR



En la siguiente figura se muestra esquemáticamente como se designaron los perfiles trazados con el GPR.

La campaña de exploración en el interior del túnel, ha consistido en la realización de perfiles (GPR), con una frecuencia central de antena de 500 Mhz, en diferentes tramos del trazado en sentido (boca occidental hacia boca oriental). Los perfiles trazados se identificaron siguiendo la designación numérica de la sección del túnel. Dentro de cada sección se realizaron varias pasadas diferenciándose el hastial Norte del Sur y en cada hastial por la altura con respecto a la acera lateral de la solera del túnel. Además con ayuda de un canastillo auto elevable se pudieron realizar algunas pasadas en la clave del túnel.

GPR, (Geo-Radar)



En la siguiente tabla se resumen los trabajos realizados con GPR en las diferentes zonas de investigación.

Figura 46: Esquema de las zonas de trabajos de las secciones de las secciones del túnel



A continuación mostramos un esquema de las zonas de trabajo en relación al trazado en planta del túnel.

Av. 12 de octubre 1076 y Rocca
Quito - Ecuador
www.puce.edu.ec
Tel: 2991700 ext. 1529
grealper@puce.edu.ec





SECCION	
63	•
64	•
65	•
66	•
67	•
68	•
69	•
70	•
71	•

Tabla 18: Resumen de los trabajos realizados en la zona de la clave

SECCION		SUR		NORTE	
		0,00 m	0,75 m	1,50 m	1,50 m
16	•	•	•	•	•
17	•	•	•	•	•
18	•	•	•	•	•
19	•	•	•	•	•
20	•	•	•	•	•
21	•	•	•	•	•
22	•	•	•	•	•
23	•	•	•	•	•
24	•	•	•	•	•
25	•	•	•	•	•
47	•	•	•	•	•
48	•	•	•	•	•
49	•	•	•	•	•
50	•	•	•	•	•
51	•	•	•	•	•
52	•	•	•	•	•
53	•	•	•	•	•
54	•	•	•	•	•
55	•	•	•	•	•
81	•	•	•	•	•
82	•	•	•	•	•
83	•	•	•	•	•
84	•	•	•	•	•
85	•	•	•	•	•
86	•	•	•	•	•
87	•	•	•	•	•
88	•	•	•	•	•
89	•	•	•	•	•
96	•	•	•	•	•
97	•	•	•	•	•
98	•	•	•	•	•
99	•	•	•	•	•
100	•	•	•	•	•
101	•	•	•	•	•
102	•	•	•	•	•
103	•	•	•	•	•
104	•	•	•	•	•

Tabla 17: Resumen de los trabajos realizados en la zona de los hastales

Av. 12 de octubre 1076 y Roca
 Telf: 2991700 ext. 1529
 grealper@puce.edu.ec
 www.puce.edu.ec
 Quito - Ecuador



La profundidad de investigación con geo-radar depende de las características eléctricas intrínsecas de cada material, por lo que es difícil de predecir a priori. En este estudio la profundidad máxima de investigación fue de aproximadamente 1,5m.

Tomografía eléctrica

La campaña de exploración en el interior del túnel, mediante la técnica de tomografía eléctrica se limitó a una sola zona de estudio, comprendida entre las secciones 22 y 26 del túnel, en el hastal Norte, aproximadamente entre los P.K. 0+275 y P.K. 0+315.



Figura 47: Fotografías tomadas de los trabajos de tomografía eléctrica

Se taladraron las capas de hormigón de revestimiento interior hasta alcanzar el sustrato rocosa autóctono que conforma el macizo rocoso donde se encaja el túnel.

A continuación se describe el fundamento teórico, el método operativo y la interpretación de los ensayos geofísicos realizados.

3.4.2.3. Fundamento teórico de las técnicas empleadas

GPR, (Geo-Radar)

El geo-radar (GPR) es un sistema electromagnético para el estudio no destructivo del subsuelo. Esta basado en la emisión y detección de ondas electromagnéticas que se propagan por un medio heterogéneo. La incidencia de esta energía en las inhomogeneidades del medio provoca las reflexiones, refracciones y difracción de las ondas, las



cuales son captadas por la antena receptora que capta esta energía electromagnética tras su propagación por el medio material.

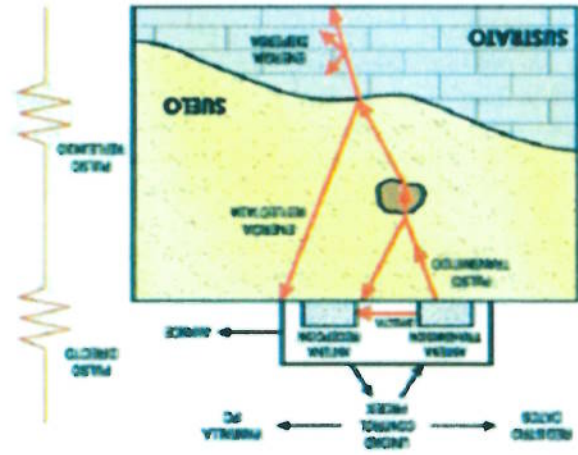


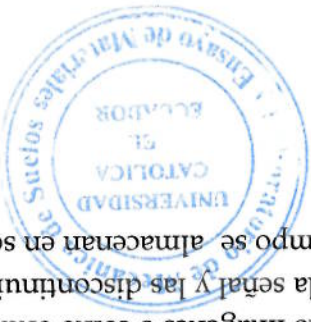
Figura 48: Esquema básico de funcionamiento de un equipo GPR (geo-radar) con antena monoestática

El pulso radiado penetra en la tierra, donde parte de él se refleja hacia la superficie cada vez que interactúa con un objeto o estructura con propiedades electromagnéticas (conductividad, constante dieléctrica y permeabilidad magnéticas) diferentes de las del medio circundante. La señal reflejada es recibida por la antena receptora para, después de un adecuado procesamiento de la señal, obtener una especie de radiografía del subsuelo con información de sus características, composición y contenido.

Un sistema de geo-radar está compuesto por un radio transmisor y un receptor conectados a un par de antenas que hacen masa sobre el suelo. La señal emitida por el transmisor penetra en el subsuelo y se refleja de diferente modo según las propiedades eléctricas de los materiales atravesados. Todas las ondas reflejadas desde un objeto enterrado son recibidas por el receptor, calculándose el tiempo de su llegada.

Para construir una imagen que el operador pueda interpretar, el radar representa el eco producido en la pantalla de un ordenador. Conforme el radar se va desplazando sobre una superficie, éste va detectando nuevos ecos que se van superponiendo para así crear dicha imagen.





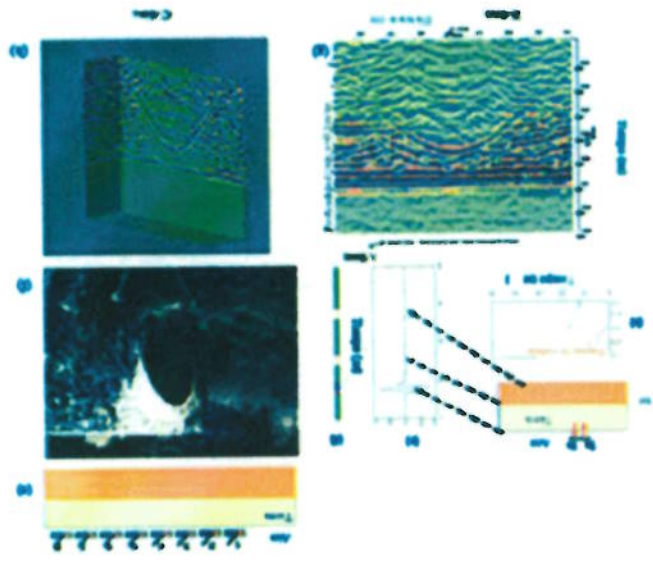
Los datos de GPR son representados como imágenes o como ondas que reflejan la velocidad de propagación de la señal y las discontinuidades entre capas. Los datos obtenidos en el campo se almacenan en soporte digital.

Por ello la interpretación de estos datos debe ir acompañada de un conocimiento de la geología de la zona de estudio y de una correcta elección del método geofísico a emplear para obtener unos resultados óptimos.

Dichos métodos se rigen aplicando leyes físicas empíricas a entornos complejos. De dicha aplicación se obtienen modelos aproximados de la realidad, en los cuales siempre existe un error, imponderable, de aproximación. La experiencia en los métodos geofísicos a nivel mundial señala que dicho error es bajo a muy bajo, aunque variable en función de multitud de parámetros, entre ellos, la densidad de datos tomados, tal y como sucede en cualquier modelización matemática.

Los métodos geofísicos son una herramienta de apoyo que permite dar una orientación de la estructura del subsuelo. Son métodos no intrusivos y por tanto indirectos. Cuando el objeto se encuentra por delante del radar, el eco tarda un tiempo en llegar a la antena receptora. Conforme el radar se va acercando al objeto, estos tiempos van disminuyendo y después van aumentando conforme el radar se va alejando nuevamente.

Figura 49: Esquema básico de la secuencia de toma de datos





Muchos factores limitan el desempeño del geo-radar. La principal limitación proviene de los propios parámetros eléctricos del medio, como por ejemplo la conductividad del subsuelo. El geo-radar es inaplicable cuando esta supera los 20 mS/m, o la resistividad es menor a los 50 Ohm/m; estos parámetros son propios de los suelos arcillosos, zonas con un nivel freático alto o zonas con alta concentración en sales.

Otras limitaciones provienen del entorno exterior, como por ejemplo, la atenuación de las ondas irradiadas, ruidos externos, ruidos instrumentales, etc. Las posibles fuentes de estos ruidos son:

1. Objetos en la superficie del terreno, sobre los cuales la antena tiene que pasar.
2. Cables aéreos de alta tensión. Postes de luz, semáforos, árboles, edificaciones, etc.
3. Objetos enterrados de diversa índole.
4. Señales electromagnéticas de alta frecuencia, generadas por transmisores externos como antenas microondas, teléfonos móviles, etc.

Por esto, antes de interpretar cualquier tipo de datos de geo-radar es necesario realizar un procesamiento de los datos, con el objeto de mejorar la imagen, aumentar la resolución y la relación señal-ruido.

Estos datos se procesan para diferenciar a partir de la señal recibida, el espesor y la morfología de las capas, las discontinuidades y anomalías existentes entre ellas, obteniendo una profundidad máxima de investigación que es función del coeficiente de atenuación, el cual a su vez depende fundamentalmente de la conductividad eléctrica.

Para el procesamiento de los perfiles de geo-radar se han seguido los siguientes pasos, con el fin de mejorar los radares:

- Filtrado: Bien de paso bajo o bien de paso alto atenúa los ruidos de alta frecuencia, (ruido de fondo electrónico o de maquinaria) o de baja frecuencia (ruido de fondo geológico y mecánico).
- Deconvolución: Este proceso reconstruye la señal de los impulsos al tomar en consideración factores relacionados con la antena y la naturaleza del subsuelo, mejorando con ello la resolución y



- Migración: La migración devuelve las reflexiones de onda a su verdadera posición geológica.
- Transformación espectral: Esta operación transforma el espectro de amplitud de la señal sin cambiar la fase. Las altas frecuencias se ven acentuadas, mejorando la resolución y amplificado de determinadas señales.
- Correcciones estáticas: Las anomalías de tiempo de recorrido originadas por las variaciones de altitud y velocidad de los niveles superficiales, quedan corregidas.
- Filtrado espacial: La transformación rápida de Fourier se aplica para elaborar un filtrado bidimensional (fase y amplitud) que disminuye los efectos del ruido.

La presencia de estructuras queda marcada en los perfiles de georradar por la aparición de reflexiones anómalas en forma de hipérbolas que rompen la continuidad de los reflectores obtenidos. Dichas reflexiones pueden ser producidas además por otro tipo de condicionantes del subsuelo, como la presencia de conducciones o servicios y la presencia de bolos rocosos.

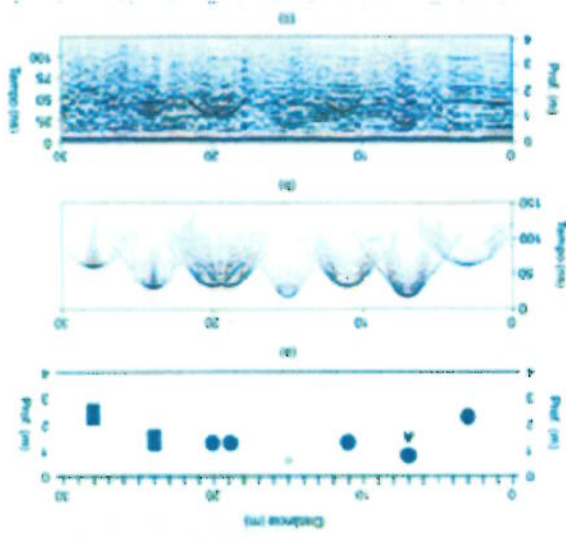
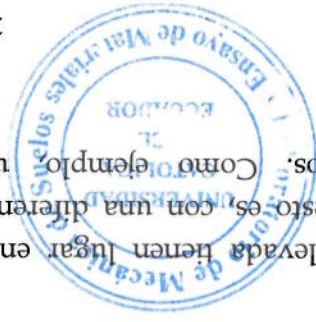


Figura 50: Ejemplo de localización de diferentes objetos enterrados

Las reflexiones con una amplitud más elevada tienen lugar en la interfaz de medios con gran contraste, esto es, con una diferencia significativa de parámetros constitutivos. Como ejemplo una





La siguiente tabla muestra, para una gama de frecuencias entre 10-1000 MHz, los valores aproximados de los parámetros constitutivos de algunos materiales típicos.

- Definir de una manera precisa, cual es el objetivo principal de la campaña y si las técnicas que se van a emplear son las apropiadas para cumplir las expectativas del proyecto.
- Muy importante es estimar aunque sea de manera aproximada la profundidad a la que se espera encontrar los objetos y sus dimensiones aproximadas con objeto de seleccionar la frecuencia de operación y por tanto las antenas más apropiadas para la exploración.
- Decidir si es físicamente posible o no usar la antena seleccionada en el lugar a explorar ya que pérdidas, interferencias, obstáculos e incluso portabilidad pueden desaconsejar su utilización.
- Obtener tanta información como sea posible acerca de las propiedades electromagnéticas del subsuelo en el área de estudio. Si estas no pueden determinarse por medidas directas, lo cual puede ser complicado, se pueden aproximar a partir de las características geológicas del terreno.

Por lo general se deben hacer las siguientes consideraciones como estrategia de partida antes de comenzar una exploración con georadar de penetración terrestre.

Consideraciones previas sobre la campaña realizada

diferencia de este tipo puede ser entre la arcilla compacta de un muro perteneciente a una casa enterrada y una capa de arena que la cubra. Por el contrario si el objetivo arqueológico está compuesto de la misma sustancia que el terreno que la rodea o si esos materiales tienen más o menos la mismas propiedades físicas y químicas no habrá variación de la constante dieléctrica entre ellas y no se producirá (o será muy pequeña) la reflexión en la interfaz.



Tabla 19: Parámetros eléctricos de algunos materiales

Material	Constante dieléctrica	Conductividad (S/m)	Velocidad de propagación (m/ms)	Atenuación (dB/m)
Aire	1	0	0.3	0
Agua natural	80	0.5	0.033	0.1
Arena seca	3-5	0.01	0.15	0.01
Arena mojada	20-30	0.1-1.0	0.06	0.03-0.3
Calizas	4-8	0.5-2	0.12	0.4-1
Pizarras	5-15	1-100	0.09	1-100
Cieno	5-30	1-100	0.07	1-100
Arcilla	4-40	2-1.00	0.06	1-300
Granito	4-6	0.01-1	0.13	0.01-1
Sal seca	5-6	0.01-1	0.13	0.01-1
Hielo	3-4	0.01	0.16	0.01

Así pues y partiendo de estas premisas se planteó como apropiada la siguiente campaña de exploración:

- En la campaña de investigación se ha empleado el radar de penetración terrestre, (GPR), de frecuencia central 500 Mhz que permite inspeccionar un área relativamente grande en un corto periodo de tiempo con una excelente resolución espacial, suministrando información sobre posibles objetos dentro de las capas de hormigón y en el sustrato rocoso natural, presentando además la ventaja de no ser una técnica intrusiva-destructiva, que requiera maquinaria más pesada y lenta.
- Para cubrir de una manera eficiente el área a explorar se ha pasado el radar ordenadamente por la superficie del recubrimiento interno del túnel mediante líneas de medida creando perfiles paralelos a lo largo del trazado siguiendo las indicaciones del personal de la dirección.

Equipo empleado

El estudio se realizó con un georradar RAMAC/GPR de la casa Mala Geoscience.



El equipo está formado por:

- Unidad Central. ProEx, encargada de controlar los parámetros de emisión y recepción de impulsos electromagnéticos del equipo.



- Ordenador portátil, con software de adquisición GroundVision2.
- Antena monoestática apantallada de 500MHz.



- Cables de conexión y odómetro.



Tomografía eléctrica

La tomografía eléctrica es una técnica comúnmente utilizada para estudios del subsuelo en relación con estudios hidrogeológicos, geotécnicos y minera. También se emplea para la caracterización, detección y delimitación de cavidades u otras alteraciones naturales u antrópicas.

Los métodos eléctricos consisten en introducir una corriente en el terreno y medir el voltaje producido por la misma en puntos determinados de la superficie. A partir del valor de la corriente inyectada y del voltaje medido, puede obtenerse la resistividad de objetos o zonas del subsuelo. Cada tipo de material o estructura presenta un rango de resistividad característico, cuyo valor sirve de base para la interpretación de resultados.

Si se hace circular una corriente eléctrica de intensidad I a través de un objeto, y la diferencia de potencial medida entre sus extremos es ΔV , la resistencia eléctrica del objeto será igual a (Ley de Ohm):

$$R = \frac{\Delta V}{I}$$

Por otro lado, la resistencia eléctrica R también verifica la expresión:

$$R = \frac{\rho}{d} K$$

K es una constante que depende de la geometría del circuito y del objeto conductor, y ρ la resistividad eléctrica de dicho objeto. Igualando ambas expresiones se obtiene:

$$R = K \cdot \frac{\rho}{I}$$

Esta ecuación es la base fundamental del método eléctrico, y permite obtener de forma sencilla la resistividad eléctrica ρ del subsuelo. La resistividad ficticia ρ_a que se obtiene aplicando a los datos obtenidos sobre un medio heterogéneo, la expresión correspondiente a un medio homogéneo, se conoce como resistividad aparente.

La resistividad aparente es la variable experimental básica en todos los estudios geoelectricos:





El procedimiento de generación de una tomografía eléctrica mediante inversión, parte de los datos de resistencia aparente medidos, representados en forma de pseudo-sección. A continuación se genera un modelo hipotético de resistencias verdaderas del subsuelo, y resolviendo lo que se define como "cálculo del problema directo", se llega al modelo de resistencias aparentes que se derivaría del mismo. Estas resistencias aparentes se comparan con las realmente medidas, y se calcula el error cometido. A través de este error se modifica el modelo hipotético real de resistencias verdaderas, y se repite el proceso anterior.

El objetivo de la inversión geofísica eléctrica es encontrar un modelo de distribución de resistencias verdaderas en el subsuelo que genere una respuesta similar a los valores de resistencia aparente medidos. Las relaciones matemáticas entre los valores de resistencia aparente medidos y la resistencia verdadera del subsuelo se obtienen a partir de métodos de elementos finitos o diferencias finitas.

La técnica de la tomografía eléctrica emplea los valores de resistencia aparente medidos con los dispositivos eléctricos sobre la superficie del terreno, para obtener imágenes del subsuelo donde se representan los valores de la resistencia verdadera de las diferentes zonas del subsuelo. Para determinar la resistencia verdadera del suelo a partir de los valores de la resistencia aparente, se aplica la técnica de la "inversión tomográfica".

pa = Resistencia aparente del subsuelo
 K = constante del dispositivo geoelectrico, que depende de su geometría
 ΔV = Voltaje medido
 I = Intensidad medida

$$\Delta V = K \cdot I$$



Tras una serie de iteraciones, se consigue un modelo de resistividades verdaderas del subsuelo que da explicación a las resistividades aparentes medidas.

Para la obtención de los datos de campo se emplea un número determinado de electrodos que permiten hacer mediciones simultáneas a lo largo de un perfil, aumentando la eficiencia y rendimiento del proceso de medida.

Por lo general, se utilizan dos electrodos para introducir la corriente eléctrica en el terreno (Electrodos de Corriente) y con otros dos (Electrodos de Potencial), se investiga el campo eléctrico por aquellos creado.

Al conjunto de cuatro electrodos, con cuya ayuda creamos y estudiamos campos eléctricos, se le denomina dispositivo eléctrico.

Las diferencias entre los distintos métodos de resistividad vienen dadas por la distinta disposición geométrica, entre un método y otro, de los electrodos.

En esta campaña de investigación se ha empleado la disposición de electrodos:

Dipolo-Dipolo manteniendo fija la separación entre electrodos pero moviendo todo el conjunto sobre el área de interés para detectar los cambios laterales de resistividad que puedan existir en un espesor determinado de terreno.



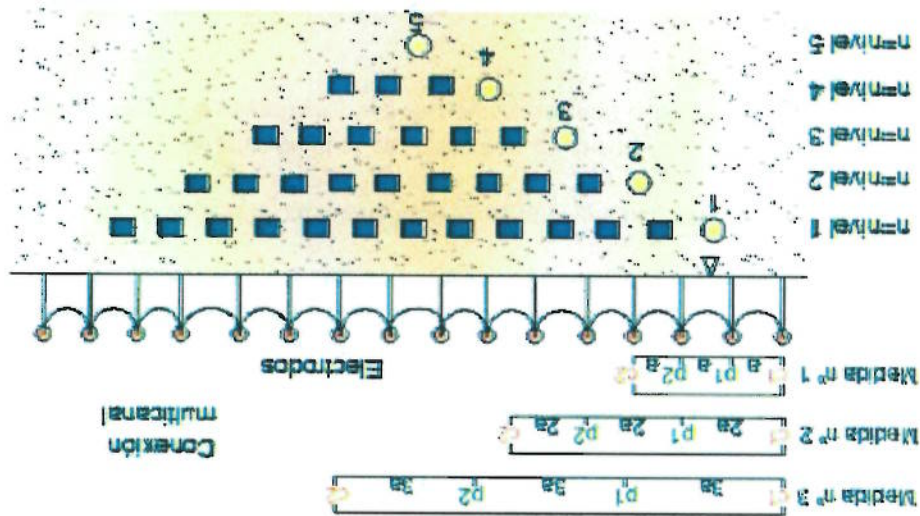


Figura 51: Tomografía Eléctrica. Configuración utilizada para la creación de una pseudo-sección eléctrica

De esta manera se obtienen datos suficientes para poder dibujar una pseudosección de resistividades aparentes del terreno, uniendo mediante líneas que formen 45° con la horizontal los puntos medios de los dipolos de cada posición.

El aumento progresivo de la separación de los electrodos conlleva una medición de resistividad aparente a mayor profundidad. La realización de mediciones con distintas separaciones de los electrodos permite obtener una pseudo-sección, reflejando la calidad de la variación espacial de la resistividad aparente de un perfil.

Este método de representación, proporciona únicamente una idea orientativa o cualitativa de cómo varía la resistividad aparente a lo largo del perfil elegido. Es por ello necesario recurrir a otros procedimientos de cálculo tales como el de los Elementos Finitos o Diferencias Finitas, que resolviendo la ecuación de Poisson que rige el fenómeno físico, permiten modificando paso a paso las resistividades reales del terreno, minimizar las diferencias entre resistividades aparentes observadas y calculadas.

Mediante el programa utilizado para el análisis tomográfico de los datos, se realiza la inversión completa 2D de perfiles eléctricos de superficie, mediante el Método de Elementos Finitos (FEM) en dos dimensiones. Los resultados se presentan en forma de una sección de



resistividad real reconstruida con una precisión igual a la mitad de la distancia más pequeña entre electrodos.

El tratamiento de la información sísmica se ha realizado con el programa informático RES2DINV, ver. 3.58, de la casa Geotomo Software.

La resistividad real para un medio determinado cambia en todas las direcciones debido a la anisotropía y heterogeneidad del subsuelo. La resolución de estos casos generales implica considerar en el replanteo y resolución del problema una mayor cantidad de variables, lo que nos lleva a metodologías y modelos matemáticos de mayor complejidad.

Para poder modelar el subsuelo con una distribución arbitraria de resistividades y tomar en cuenta también la variación de otros parámetros que influyen notoriamente en ella como por ejemplo la topografía, se utiliza para su cálculo los métodos de elementos finitos y de diferencias finitas, los cuales permiten considerar estas variaciones punto a punto y en todas las direcciones en un volumen de tierra considerado.

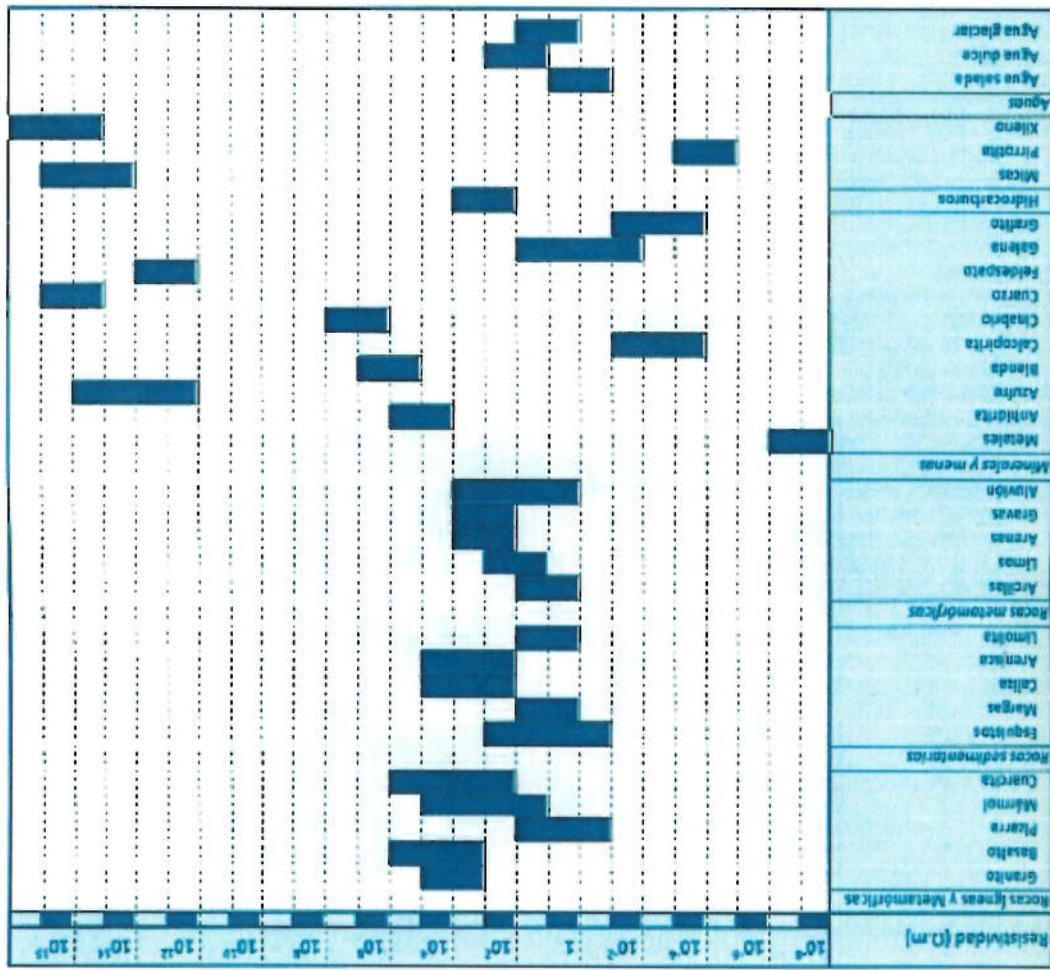
A través de estos algoritmos se puede optimizar la interpretación de los estudios geo-eléctricos, pudiéndose obtener la respuesta de ambientes geológicos y anomalías complejas.

Las investigaciones de resistividad dan una imagen de la distribución de resistividad del subsuelo.

Para convertir esa imagen en una estructura geológica, es muy importante y necesario conocer como varía este parámetro en los diferentes tipos de materiales que constituyen el subsuelo y en las estructuras geológicas del área bajo estudio. A partir de los valores de resistividad obtenidos tras el proceso de iteración y estudiando la distribución de zonas que aparecen es posible realizar una atribución geológica, definiendo planos de falla, zonas de fractura, presencia de diques, estado de alteración o meteorización del macizo rocoso, etc.



Tabla 20: Gráfico de los márgenes de variación más comunes en algún as rocas, minerales. La fisuración, impregnación de agua salada, etc., pueden extender estos límites



Estudiando los valores de la tabla 15, cabe destacar que existe una superposición en los valores de resistencia de las diferentes clases de rocas y suelos. Esto es debido a que este parámetro depende de un número de factores tales como la porosidad, el grado de saturación de agua y la concentración de sales disueltas, por lo que un mismo conjunto de materiales pueden presentar valores muy variados de resistencia en función de los parámetros antes citados.

Equipo empleado

Se utilizó un equipo marca IRIS Instruments Sycal Pro. Switch, 96 con número de serie 18705-3967325605-237.



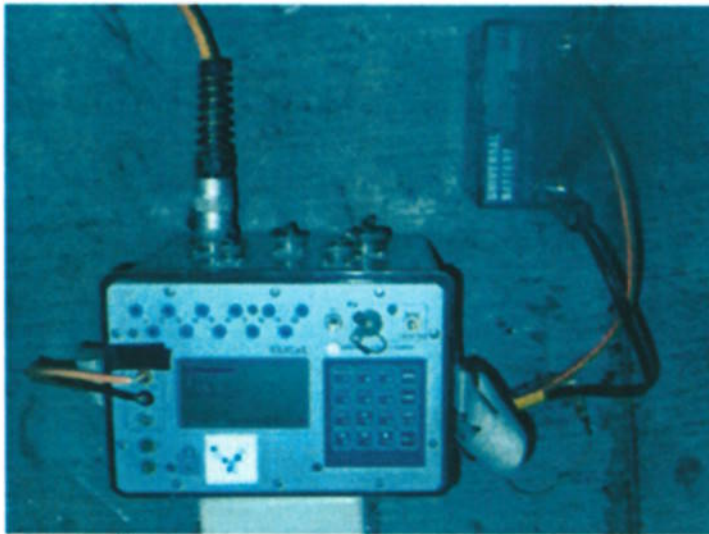


Figura 52: Equipo de tomografía eléctrica

Tabla 21: Especificaciones técnicas equipo de tomografía

Especificaciones Técnicas	
Canales simultáneos de medida	10
Nº de electrodos máximo	96
Separación de electros máxima	5 m
Medidas simultaneas	Resistividad aparente y Cargabilidad
Intensidad de corriente máxima	2500 mA
Voltaje de corriente	(50V – 800V)
Duración del pulso de corriente	(0,15 – 8) segundos
Precisión	0,2
Memoria	21000 medidas
Filtro	Notch 50 y 60 Hz
Software de procesado	RESZINV

3.4.2.4. Análisis y conclusiones

En el Anexo 11, se exponen individualmente los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos realizados en forma de radargrama o perfil de pseudoresistividad del terreno con las anotaciones y observaciones pertinentes en cada uno de ellos.

A continuación exponemos las conclusiones generales a las que se puede llegar a partir de los datos obtenidos por la exploración con las técnicas empleadas.

GPR, (GEO-RADAR)

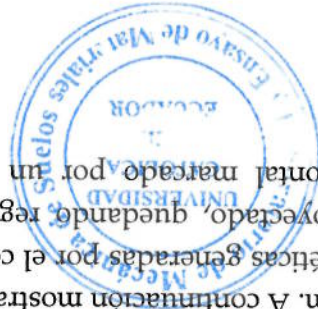
Los objetivos principales marcados para el geo-radar fueron los siguientes:

- Definir el espesor del hormigón de recubrimiento del interior del túnel.
- Comprobar la existencia de armaduras metálicas en el hormigón de recubrimiento interior.
- Comprobar la existencia y la separación entre las cerchas de los diferentes tramos.
- Comprobar la existencia de armaduras metálicas entre cerchas.
- Comprobar la presencia de oquedades entre el recubrimiento y el terreno natural.
- Presencia de zonas de humedad tras el hormigón de recubrimiento.

A continuación se analizan individualmente cada uno de ellos:

Espesor del hormigón de recubrimiento del interior del túnel

De los radargramas obtenidos en el trabajo se ha podido comprobar que el espesor medio general de recubrimiento interior de hormigón del túnel es aproximadamente de 30 cm. A continuación mostramos un ejemplo de las anomalías electromagnéticas generadas por el contraste entre el hormigón fraguado y el provechado, quedando registradas como un límite sensiblemente horizontal marcado por un cambio



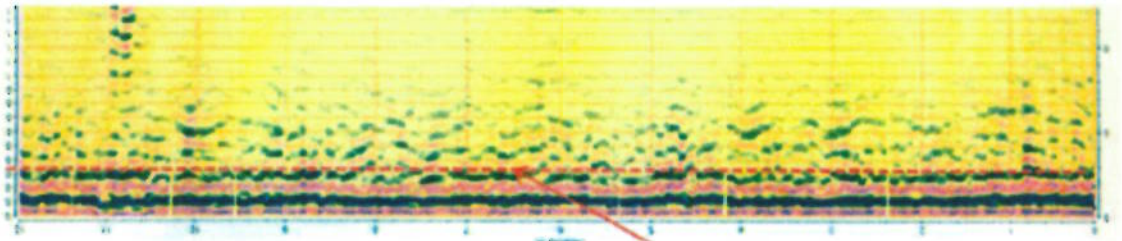


La señal reflejada en los radarogramas por los redondos de la armadura, se caracteriza por una sucesión de hiperbolas de onda de dimensiones pequeñas distribuidas a una cota similar y de forma sistemáticas cada 20 a 25 cm en la parte superficial del radarograma.

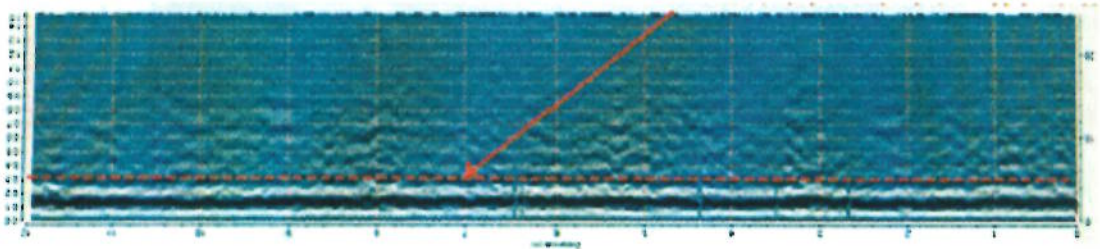
La presencia de armaduras metálicas en el hormigón de recubrimiento ha sido detectada en numerosas de las pasadas de los hastales Sur y en las realizadas a la altura de la solera y en algunas a 0,5 m de altura con respecto a la cera, lo que parece indicar que la armadura del hormigón de recubrimiento sólo está cerca de contacto entre el hastal y la solera del túnel, no continuando hacia la parte alta de los hastales.

Comprobar la existencia de armaduras metálicas en el hormigón de recubrimiento

Figura 53: Radarogramas hastal sur sección 53, altura 1,50 m.



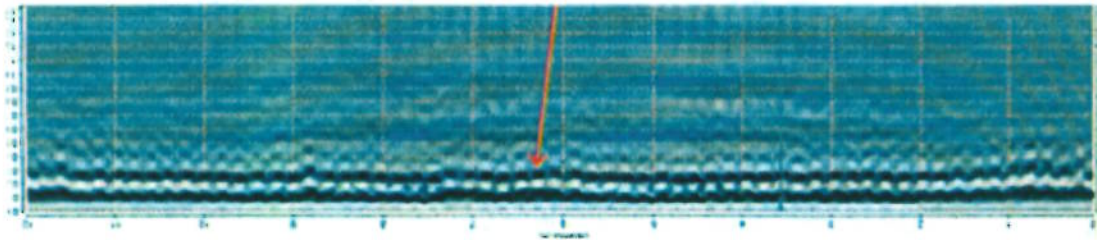
Límite del hormigón de recubrimiento



brusco en la amplitud de onda electromagnética. Se marca con una línea roja discontinua.



A continuación se muestra un ejemplo:



Señales de presencia de armadura en el hormigón de recubrimiento.

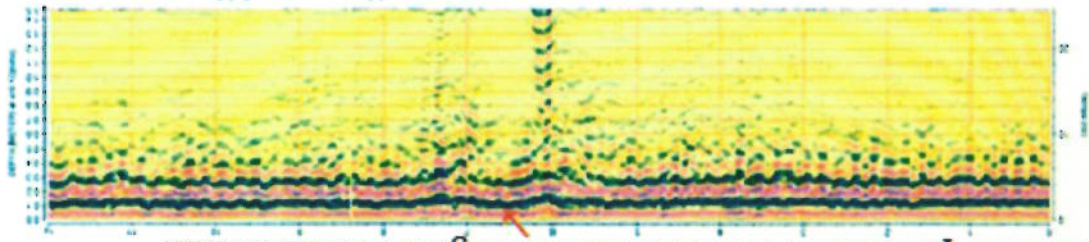


Figura 54: Radargramas hastial sur sección 89 arriba y 86 abajo, altura 0,00 m.

En la siguiente imagen se puede ver ampliado el detalle de las hiperbolas de armadura.

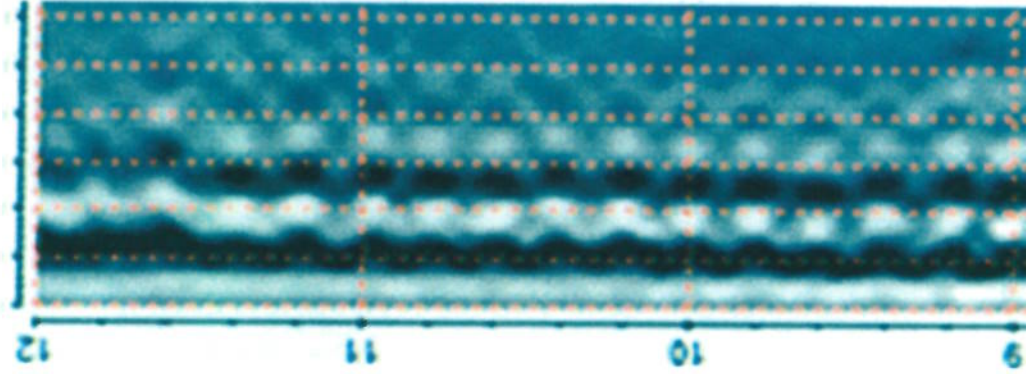


Figura 55: Imagen ampliada de señales de armadura

Comprobar la existencia y separación entre las cerchas de los diferentes tramos

En la mayoría de las pasadas realizadas tanto en los hastiales como en la clave se han podido identificar la presencia de las cerchas de sostenimiento del túnel tras el hormigón de recubrimiento. La



separación de estas cerchas se ha podido comprobar que varía según las secciones desde los 0,75 cm a 1,00 m.

La señal reflejada en los radarogramas por las cerchas, se caracteriza por una sucesión de hiperbolas de onda de dimensiones considerables que se repiten sistemáticamente a una profundidad similar como se puede comprobar en las siguientes imágenes.

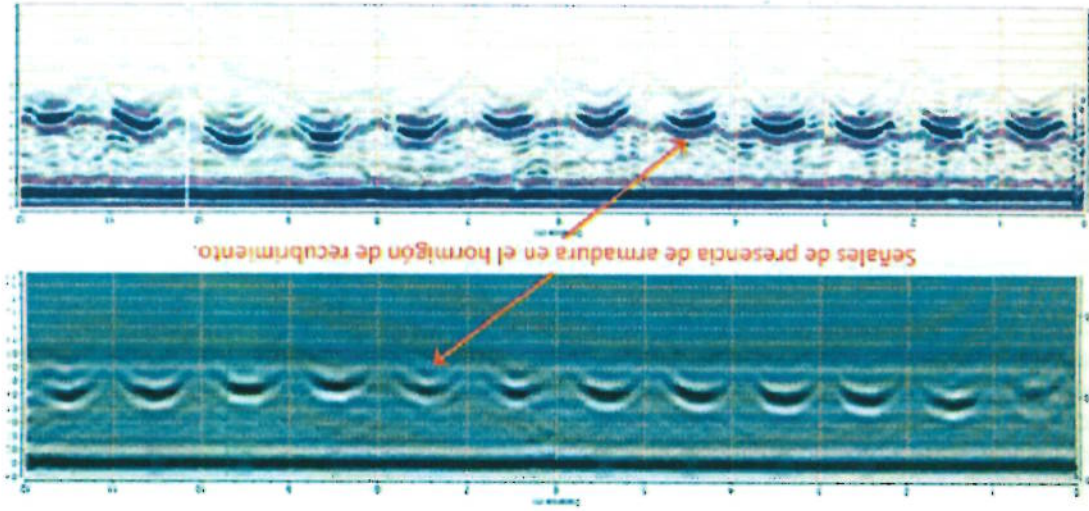


Figura 56: Radarogramas hastial sur sección 89 arriba y 86 abajo, altura 0.00m.

En la siguiente imagen se puede ver ampliado el detalle de las hiperbolas de las cerchas:

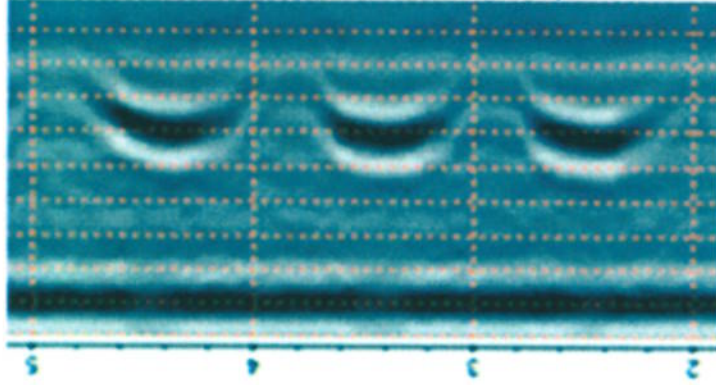


Figura 57: Imagen ampliada de señales de armadura



Como objetivo se planteó la posibilidad de detectar la existencia o no de armadura metálica en el hormigón proyectado entre cerchas u uniones metálicas entre las mismas.

En algunas de las secciones estudiadas se han podido detectar la existencia de anomalías hiperbólicas entre las ocasionadas por las cerchas que podrían indicar por su tamaño y disposición la presencia de un armado o malla metálica entre las cerchas o en el contacto entre el hormigón de revestimiento y el hormigón proyectado.

Estas anomalías no son tan claras como las descritas anteriormente debido a que en un registro de ondas electromagnéticas rebotadas las ondas de mayor amplitud enmascaran las de menor y al existir las cerchas las ondas anómalas generadas son tan grandes y potentes que difuminan las anomalías existentes entre ellas. Se han probado varias secuencias de filtrado para intentar disminuir este efecto pero el resultado no ha sido del todo satisfactorio por lo que no se han podido concluir con claridad la existencia generalizada de este armadura.

En consecuencia sólo se ha podido detectar la presencia de armadura o malla metálica en algunos puntos en concreto del trazado estudiado, por lo que no sabemos si esta armadura está presente en todo el trazado o corresponde sólo a algunos puntos en concreto donde por las peculiaridades de alteración en el sustrato u otras consideraciones constructivas se colocó una armadura o mallazo en el hormigón proyectado.

Comprobar la existencia de armaduras metálicas entre cerchas

Av. 12 de octubre 1076 y Roca
 grealper@puce.edu.ec
 Tel: 2991700 ext. 1529
 www.puce.edu.ec
 Quito - Ecuador



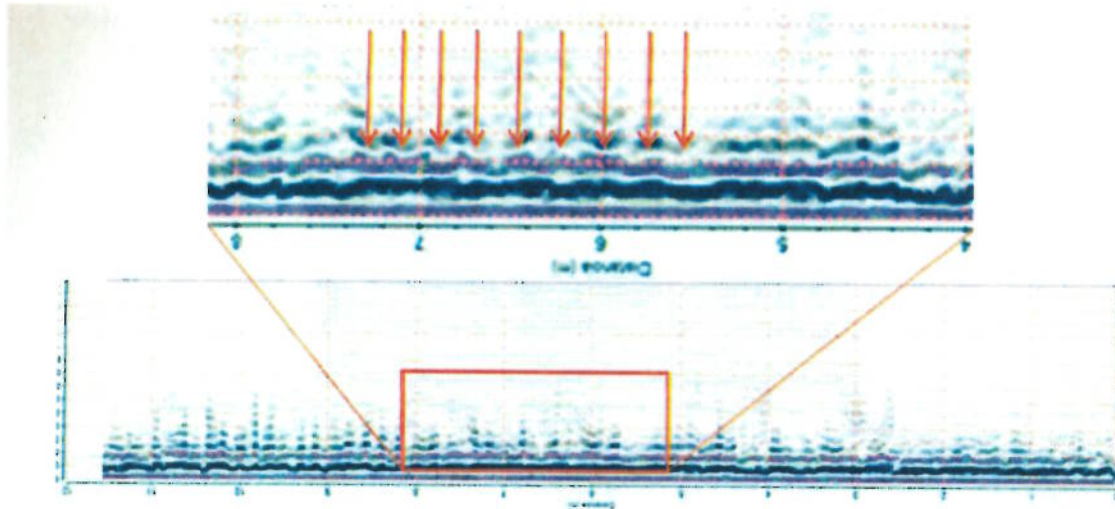


Figura 58: Radargramas hasta 17 m de altura, sección sur, a una altura de 0,75 m

Comprobar la presencia de oquedades entre el recubrimiento y el terreno natural

Este objetivo ha sido muy difícil de conseguir por las mismas razones explicadas en el punto anterior la presencia de contrastes fuertes entre anomalías debidas a las armaduras y cerchas ha enmascarado el contacto entre el hormigón y el terreno natural disminuyendo las ondas rebotadas en este punto.

Se han podido identificar pequeñas anomalías esporádicas de escasos 5 a 10 cm en el contacto entre el hormigón de recubrimiento y el hormigón proyectado, pero esta anomalía también se pueden deber la pérdida de señal momentánea derivada de las complejidad de las zonas de trabajos con la antena en horizontal y arrastrada sobre la superficie con presencia de cableado cajetines de mangueras.

Las señales más claras se han detectado en los trabajos en la clave, donde las condiciones de toma de datos fueron más complicadas. No se han detectado señales que pudieran corresponder a oquedades superiores a los 10 cm, por lo que concluimos que parece ser que no existen grandes huecos en el trasdós del hormigón de recubrimiento.



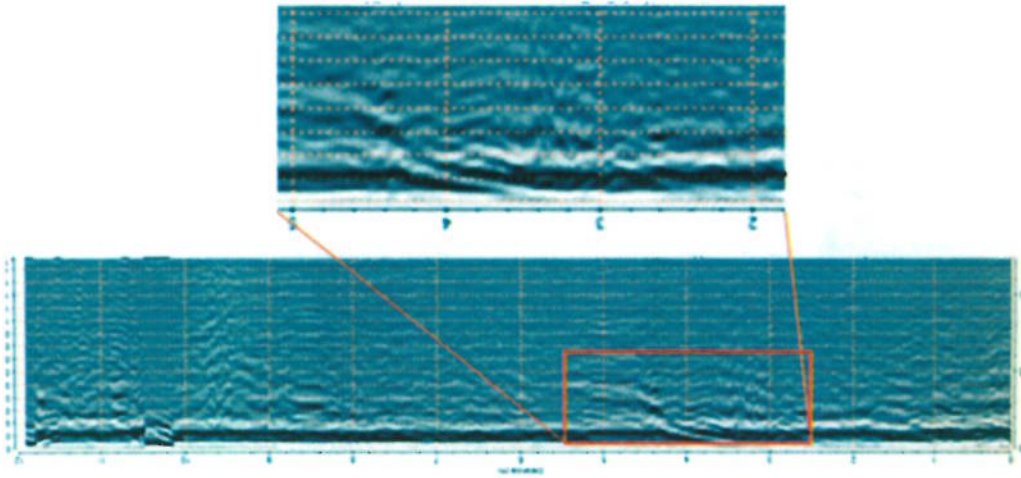


Figura 59: Radargramas clave sección 70

Presencia de zonas de humedad tras el hormigón de recubrimiento

Este objetivo al igual que el anterior ha quedado sin poder cumplirse, debido a la intensidad de señal devuelta por los elementos metálicos que es tan grande que no deja diferenciar zonas de pérdida de señal debida a la absorción de las ondas electromagnéticas características de los materiales húmedos.

No se ha detectado mediante esta técnica ninguna zona que pudiera corresponderse con una mancha o zona de humedad en el trasdós del hormigón de recubrimiento.

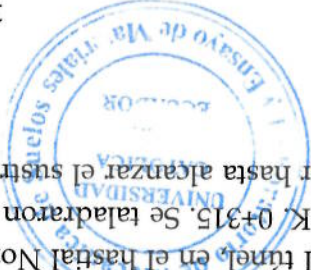


Tabla 22: Tabla resumen de los parámetros obtenidos en radargramas

SECCIÓN	Presencia del recubrimiento (0-10)	Atenuación en el receptor dentro acústico (cm)	Atenuación en el receptor dentro acústico (cm)	Atenuación entre Geotex y acústico (cm)	Atenuación de esquinas	Presencia de zonas de humedad
ZONA Nº 1 P.K. 0+195 A	17 ± 30	± 20	70-80	± 20	± 20	-
18 ± 30	± 20	75-80	± 20	± 20	-	-
19 ± 30	± 15	75-80	-	± 15	-	-
20 ± 30	-	75-80	-	± 15	-	-
21 ± 30	± 20	80-100	± 20	± 20	-	-
22 ± 25-30	-	125-150	± 20	± 20	-	-
23 ± 30	-	90-100	± 20	± 20	-	-
24 ± 30	-	90-100	± 20	± 20	-	-
25 -	-	-	-	-	-	-
47 ± 25-30	-	90-100	± 20	± 20	-	-
48 ± 30	-	90-100	± 20	± 20	-	-
49 ± 30	-	90-100	± 20	± 20	-	-
50 ± 30	-	90-100	± 25	± 25	-	-
51 ± 30	-	90-100	± 25	± 25	-	-
52 ± 30	-	90-100	± 25	± 25	-	-
53 ± 30	-	90-100	± 25	± 25	-	-
54 ± 30	-	90-100	± 25	± 25	-	-
55 ± 30	-	90-100	± 25	± 25	-	-
56 ± 30	-	90-100	± 25	± 25	-	-
63 ± 25	-	90-100	± 25	± 25	-	-
64 ± 25	-	90-100	± 25	± 25	-	-
65 ± 25	-	90-100	± 25	± 25	-	-
66 ± 25	-	90-100	± 25	± 25	-	-
67 ± 25	-	90-100	± 25	± 25	-	-
68 ± 25	-	90-100	± 25	± 25	-	-
69 ± 25	-	90-100	± 25	± 25	-	-
70 ± 25	-	90-100	± 25	± 25	-	-
71 ± 25	-	90-100	± 25	± 25	-	-
81 ± 30	± 20	60-70	± 20	± 20	-	-
82 ± 30	± 20	60-70	± 20	± 20	-	-
83 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
84 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
85 ± 30	± 20	60-70	± 20	± 20	-	-
86 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
87 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
88 ± 30	± 20	60-70	± 20	± 20	-	-
89 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
96 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
97 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
98 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
99 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
100 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
101 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
102 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
103 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-
104 ± 30	± 20	90-100	± 20	± 20	-	-

Tomografía eléctrica

La campaña de exploración en el interior del túnel, mediante la técnica de tomografía eléctrica se limitó a una sola zona de estudio, comprendida entre las secciones 22 y 26 del túnel, en el hastal Norte, aproximadamente entre los P.K. 0+275 y P.K. 0+315. Se taladraron las capas de hormigón de revestimiento interior hasta alcanzar el sustrato

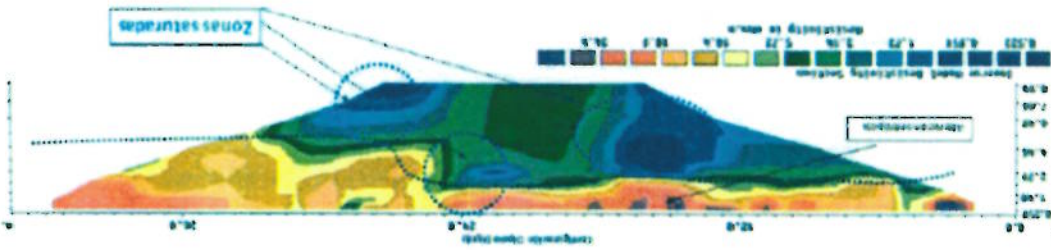


En la campaña de exploración solo se pudo actuar en esta zona por lo que no podemos extraer conclusiones generales del resto del trazado, pero lo que sí se puede confirmar en vista de los resultados obtenidos en el tramo ensayado es la presencia de zonas puntuales de dimensiones variadas con un elevado contenido en humedad que podrían representar zonas de flujo de los niveles freáticos del entrono o zonas de alteración con un elevado contenido en arcillas.

Aparecen un nivel superior continuo cercano al revestimiento del túnel, con los valores de resistividad más elevados $> 10 \Omega \cdot m$, estas zonas se corresponden con el terreno autóctono con menos grado de saturación. Lo más significativo es la existencia de zonas puntuales con valores de resistividad inferiores $< 1 \Omega \cdot m$. Estos valores son característicos de zonas saturadas, es decir de zonas con un elevado contenido de humedad o filtraciones. Estas zonas se han marcado con tonalidad azul en el perfil.

A partir de la imagen geoelectrica obtenida con tomografía se observa como la resistividad del terreno autóctono es baja con valores inferiores a los $35 \Omega \cdot m$.

Figura 60: Perfil de pseudoresistividad obtenido



El objetivo principal de esta técnica de exploración ha sido localizar zonas anómalas en los perfiles de resistividad que pudieran asociarse con la presencia de zonas de alteración y zonas húmedas en el trasdós del revestimiento.

rocoso autóctono que conforma el macizo rocoso donde se encaja el túnel.

3.4.2.5.

Conclusiones del estudio geofísico

Señalaremos finalmente que para la exploración geofísica llevada a cabo en el túnel se han empleado técnicas indirectas para el estudio del subsuelo, basadas en la medida de parámetros electromagnéticos de los diferentes materiales presentes en él. El valor de estos parámetros depende de muchas variantes, estando sujeto a numerosas restricciones, en consecuencia la información suministrada por la campaña de reconocimiento realizada es solo fidedigna en los puntos explorados por cada perfil y en la fecha de su ejecución, de modo que su extrapolación al resto del trazado no es más que una interpretación razonable según el estado actual de la técnica.

Del análisis general de los resultados obtenidos teniendo en cuenta las limitaciones intrínsecas de trabajar en el interior de un túnel podemos concluir que se han cumplido los objetivos marcados con un elevado grado de certidumbre y que la técnicas empleadas ha funcionado correctamente y podrían suponer un sistema eficaz para un estudio general del trazado sin tener que recurrir a las exploraciones directas de carácter destructivo más costosas y complicadas logísticamente.



4. CARACTERIZACIÓN DE FISURAS

El túnel Guayasamín presenta fisuras, concentradas mayormente en sus hastales norte y sur de apariencia simétrica, en la totalidad de los 1335 m de extensión. Debido a la magnitud del fisuramiento se ha establecido para el levantamiento de información de cada una de ellas, una metodología basada en el aprovechamiento de la tecnología disponible en el medio.

El proceso, intentaría como producto final, la digitalización de las fisuras. En campo inicialmente, mediante el uso de una multi-estación con scanner láser RIEGL 3D, conjuntamente con una estación total de 5" de precisión marca SOKKIA modelo 550 RX, se registra la información a través de fotografía métrica, para luego ser procesada en oficina mediante software especializado y trasladado a sistema visual tipo cad. La información captada tanto del túnel interno como fisuras es espacial. Por facilidad y debido a que los hastales en la práctica son verticales las fisuras son transformadas al plano tal como se muestra en el Anexo 12 Plano de levantamiento de fisuras de Aliaserv. Con la disponibilidad del registro de fisuras en cad se caracteriza geométricamente las dislocaciones.

El procedimiento antes señalado en la práctica fue ejecutado y con la información procesada en un primer intento era necesaria una verificación cualitativa aleatoria in situ. Los resultados de esta comparación no fueron satisfactorios, evidenciando cierto tipo de deficiencias atribuido al proceso de recolección y procesamiento de información.

De la evaluación y análisis de los procedimientos utilizados se determinó que éstos podrían ser ajustados. Posteriormente, se realizó una nueva campaña de registro en campo con los mismos dispositivos y procesos ajustados. Así mismo luego del procesamiento de la información se realizó la verificación manual (ver Anexo 7) in situ comprobando resultados adecuados. Los archivos con la digitalización en tres dimensiones de las fisuras se encuentran en el CD N° 3 "Digitalización 3D de las fisuras del túnel", y el levantamiento de las fisuras en planos en el Anexo 12, documento del cual se obtuvo la caracterización general y a detalle las fisuras que más adelante se presenta.

De la revisión y análisis de cada una de las fisuras se las ha clasificado en 3 tipos:

- Longitudinales
- Transversales – radiales
- Oblicuas

Se entiende como fisura longitudinal a aquellas que corren en dirección del túnel con una inclinación que varía desde la horizontal hasta un máximo de 3%. Las fisuras transversales son aquellas que discurren perpendicularmente al eje longitudinal del túnel, estas en su mayoría únicamente se presentan en la zona de los hastales y las oblicuas, son aquellas fisuras que



respecto al eje de un plano horizontal en el sentido longitudinal del túnel presentan inclinaciones mayores al 3%.

Se ha identificado y caracterizado así mismo, en ciertos sectores del túnel, un "fisuramiento errático" que son aquellas que se presentan sin dirección definida y con cruce entre ellas generando una condición de bloqueo en las paredes del túnel.

A continuación se presenta, en la Tabla 23 el resumen de espesores de fisuras externas, tomados aleatoriamente en los hastales a lo largo de todo el túnel.

Tabla 23: Espesor de fisuras externas Túnel Guayasamín

ESPESOR DE FISURAS										
ABSCISA	0+000		0+380		0+730		1+100		1+335	
	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
ESPESOR PROMEDIO (mm)	1,3	1,0	1,1	0,8	0,5					
Dimensión máxima (mm)	1,5	1,5	1,5	1,0	1,3					
Dimensión mínima (mm)	0,5	0,5	0,6	0,5	0,1					
Desviación estándar	0,3	0,3	0,3	0,2	0,4					
ESPESOR PROMEDIO (mm)	1,0									
Máximo (mm)	1,4									
Mínimo (mm)	0,4									
Desviación estándar	0,3									

4.1. Descripción general del fisuramiento

Del análisis en planos de las fisuras antes descritas, se evidencia la existencia de dos comportamientos bien definidos en función de los cambios de pendiente que presenta la capa de rodadura del túnel. El primer comportamiento se verifica entre las abscisas 0+038 (fin del túnel falso) y la abscisa 0+328 (inicio del primer radio de curvatura del túnel).

Se caracteriza en general este primer sector por la presencia de dos fisuras longitudinales - horizontales y continuas dentro de los tramos correspondiente a una sola fundición del hormigón, esto es entre junta y junta (longitud 12 metros). En algunos casos, la fisura longitudinal - horizontal, continúa en el siguiente bloque de hormigón luego de la junta, sin embargo, en la mayoría de casos en el interace de juntas, se interrumpe la fisura e inicia una nueva a una altura aproximada de 1,5 a 2 metros desde el nivel de la capa de rodadura.

La segunda fisura que inicia aproximadamente de entre 4 a 5 metros medido desde el nivel de la superficie del pavimento, mantiene su horizontalidad perdiéndose cuando alcanza la altura superior del hastal, en el inicio del intradós, según la pendiente que disponga en ese tramo la capa de rodadura.





Se genera también un salto de inicio de fisura, descrito anteriormente en los sectores donde se produce repetidos cambios de pendiente de la capa de rodadura, independientemente si este coincide con las juntas de construcción o en el tramo de fundición. En esta última condición se verifica el apareamiento de una tercera fisura longitudinal y también transversal o radial. Se observa este fenómeno en las abscisas 0+045 a 0+170 y en la abscisa 0+220 a 0+255, donde existe un repetido cambio de pendiente que fluctúa entre 5% - 10% dentro de un bloque monolítico o dos. Se destaca que en los 328 metros de este tramo la pendiente promedio es del 5% con los saltos y modificaciones antes señalados.

En el mismo sector, las fisuras transversales - radiales, siguen un mismo patrón, dentro de los 12 metros del bloque monolítico, este se distribuye con una separación que fluctúa entre 2,5 a 3 metros y en aquellos sectores donde existe cambio continuo de pendiente de la capa de rodadura. La mayoría de estas fisuras se extienden únicamente en el ancho del hastal.

El segundo sector inicia en la abscisa 0 + 328 y se extiende hasta la abscisa 1 + 100. Este sector es mucho más regular que el anterior, presente dos fisuras longitudinales definidas, con inclinación coincidente a la pendiente de la capa de rodadura. La diferencia con el sector anterior, respecto a la pendiente de la capa de rodadura, es que en esta sección la inclinación predominante es de 3% existiendo sectores de 2% y horizontales sin presencia de cambio repetidos o bruscos del 10%. Las fisuras radiales mantienen similares características que en el primer sector.

Las fisuras oblicuas son escasas en los dos sectores analizados.

4.2. Descripción detallada del fisuramiento

El fisuramiento que presenta el túnel es generalizado y se evidencia en la información recolectada y presentada en los anexos. La representación en planos de las condiciones que se tiene en campo ha permitido realizar la evaluación en el orden cualitativo, desglosado en el acápite precedente a éste. Sin embargo, con el propósito de establecer un procedimiento que permita realizar un seguimiento de la evolución macro de las fisuras, es necesario la creación de parámetros o indicadores cuantitativos. Estos indicadores no solamente serán la referencia de la evolución de las fisuras sino también establecerá relativamente los sectores de mayor fisuramiento.

La metodología, considerando de manera independiente las fisuras según clasificación anteriormente realizada, se presenta a continuación:



- Levantamiento en campo de las fisuras según procedimiento ejecutado en este estudio

- Digitalización de la información.
- Traslado de la representación en tres dimensiones de las fisuras al plano en un sistema cad. Ver Anexo 12.

- Sobre los planos elaborados, cuantificación del número de fisuras longitudinales, transversales y oblicuas por elemento monolítico.

- Sobre los planos elaborados, Medida de la longitud y ángulo de inclinación respecto de la horizontal de cada una de las fisuras; longitudinales, transversales y oblicuas. Para una identificación visual rápida posterior, en el plano de la fisura caracterizada, se ha tomado la información por cada tramo monolítico de la manera siguiente: sobre el hastal con la vista desde el interior del túnel; de abajo hacia arriba y de oeste a este simultáneamente. Sobre la calve; de oeste a este en el sentido de avance de la manecillas del reloj.

- En cada elemento monolítico, cálculo de la dimensión total de las fisuras longitudinales dividido para el volumen de hormigón que comprende un área de reconocimiento de 4.5 m*12 m en zona del hastal y espesor del hormigón de la segunda línea 350 mm. El área constante de reconocimiento, comprende el sector donde se circunscriben las fisuras.

$$D_{flh} = \frac{\text{Dimensión de fisuras longitudinales}}{\text{volumen de hormigón afectado}} \left(\frac{M^3}{m} \right)$$

- En cada elemento monolítico, cálculo de la dimensión total de las fisuras transversales dividido para el volumen de hormigón que comprende un área de reconocimiento de 4.5 m*12 m en zona del hastal y espesor del hormigón de la segunda línea 350 mm. El área constante de reconocimiento, comprende el sector donde se circunscriben las fisuras.

$$D_{fth} = \frac{\text{Dimensión de fisuras transversales}}{\text{volumen de hormigón afectado}} \left(\frac{M^3}{m} \right)$$

- En cada elemento monolítico, cálculo de la dimensión total de las fisuras oblicuas dividido para el volumen de hormigón que comprende un área de reconocimiento de 4.5 m*12 m en zona del hastal y espesor del hormigón de la segunda línea 350 mm. El área constante de reconocimiento, comprende el sector donde se circunscriben las fisuras.

$$D_{foh} = \frac{\text{Dimensión de fisuras oblicuas}}{\text{volumen de hormigón afectado}} \left(\frac{M^3}{m} \right)$$





- En cada elemento monolítico, cálculo de la dimensión total de las fisuras longitudinales dividido para el volumen de hormigón que comprende un área de reconocimiento de xxx m*12 m en zona de la clave y espesor del hormigón de la segunda línea 350 mm. El área constante de reconocimiento, comprende el sector donde se circunscriben las fisuras.

$$D_{fic} = \frac{\text{Dimensión de fisuras longitudinales}}{\text{volumen de hormigón afectado}} \left(\frac{m}{M^3} \right)$$

- En cada elemento monolítico, cálculo de la dimensión total de las fisuras radiales dividido para el volumen de hormigón que comprende un área de reconocimiento de xxx m*12 m en zona de la clave y espesor del hormigón de la segunda línea 350 mm. El área constante de reconocimiento, comprende el sector donde se circunscriben las fisuras.

$$D_{frc} = \frac{\text{Dimensión de fisuras radiales}}{\text{volumen de hormigón afectado}} \left(\frac{m}{M^3} \right)$$

- En cada elemento monolítico, cálculo de la dimensión total de las fisuras longitudinales dividido para el volumen de hormigón que comprende un área de reconocimiento de xxx m*12 m en zona de la clave y espesor del hormigón de la segunda línea 350 mm. El área constante de reconocimiento, comprende el sector donde se circunscriben las fisuras.

$$D_{foc} = \frac{\text{Dimensión de fisuras oblicuas}}{\text{volumen de hormigón afectado}} \left(\frac{m}{M^3} \right)$$

Los resultados en detalle, se encuentra en el Anexo 13. A continuación se presenta de manera gráfica los resultados



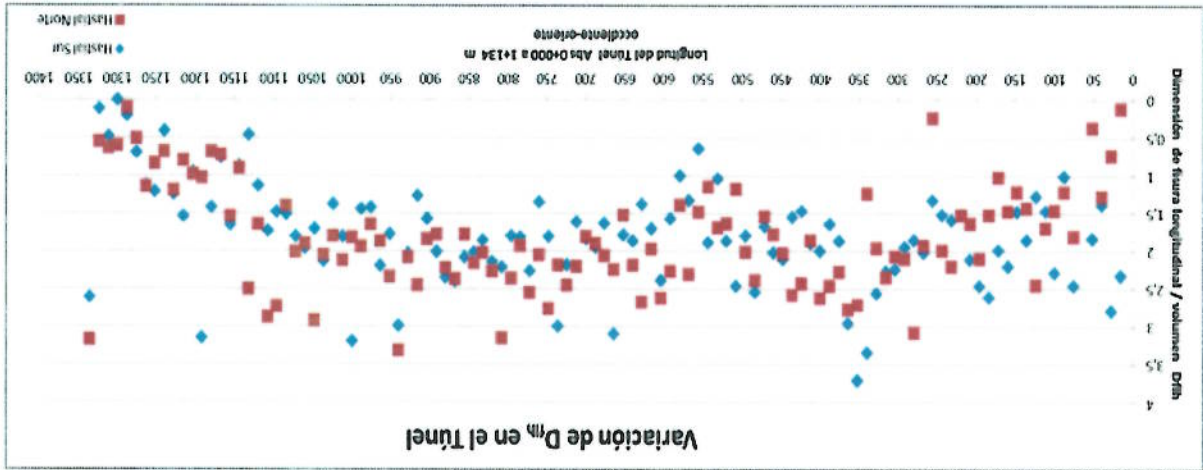


Figura 61: Variación dimensión de fisuras longitudinales en los hastales

El D_{nh} se definió, dentro de un elemento monolítico, como la dimensión total de las fisuras longitudinales existente en los hastales dividido para el volumen de hormigón afectado. En el gráfico se verifica la variación del indicador a lo largo de todo el túnel. Se identifican zonas puntuales de mayor afectación, en el hastal sur en la abs 0+350 por encima de 3,5 m de fisura / M^3 y en el hastal norte en la abs 0+950 cercano a 3,5 m de fisura / M^3 . Las afectaciones más bajas se encuentran a la salida oriental del túnel en los hastales por debajo de 0,5 m de fisura longitudinal / M^3 de hormigón.

Sin embargo de los puntos extremos señalados, la representación demuestra la existencia de un patrón de fisuras longitudinales que se replica simétricamente entre el hastal sur y el norte. En otras palabras se comprueba simetría de la afectación entre los hastales.

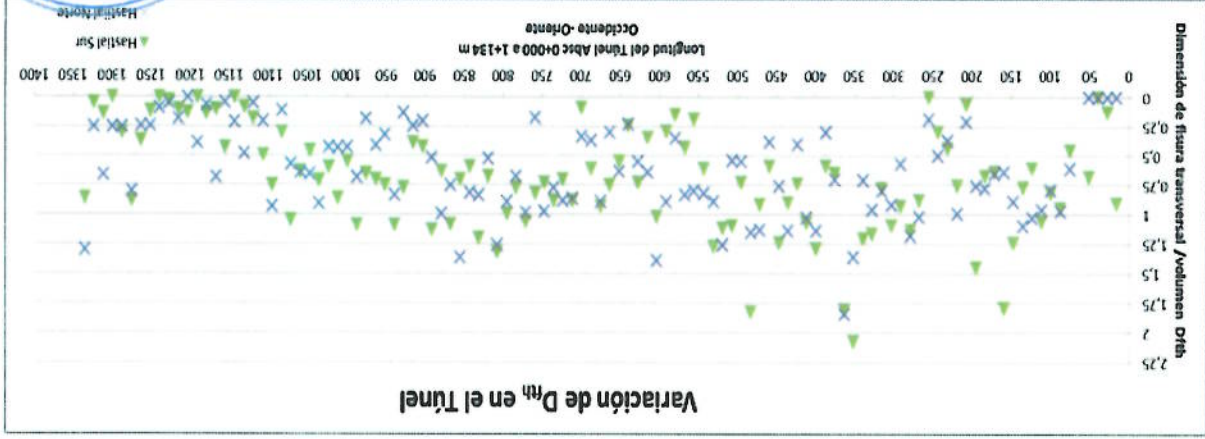


Figura 62: Variación dimensión de fisuras transversales en los hastales





El D_{th} se definió, dentro de un elemento monolítico, como la dimensión total de las fisuras transversales existente en los hastales dividido para el volumen de hormigón afectado. En el gráfico se verifica la variación del indicador a lo largo de todo el túnel. Se identifican zonas puntuales de mayor afectación, en el hastal sur en la abs 0+350 por encima de 2 m de fisura / M^3 y en el hastal norte en la misma abs con valor a 1,75 m de fisura transversal por metro cúbico de hormigón. Las afectaciones más bajas se encuentran a la salida oriental del túnel en los hastales por debajo de 0,25 m de fisura transversal / M^3 de hormigón.

El comportamiento de las fisuras radiales es similar que las longitudinales, esto es, existe un patrón de fisuras y se replica simétricamente en los dos hastales y presenta una atenuación de variación similar que la afectación de fisuras longitudinal a lo largo del túnel.

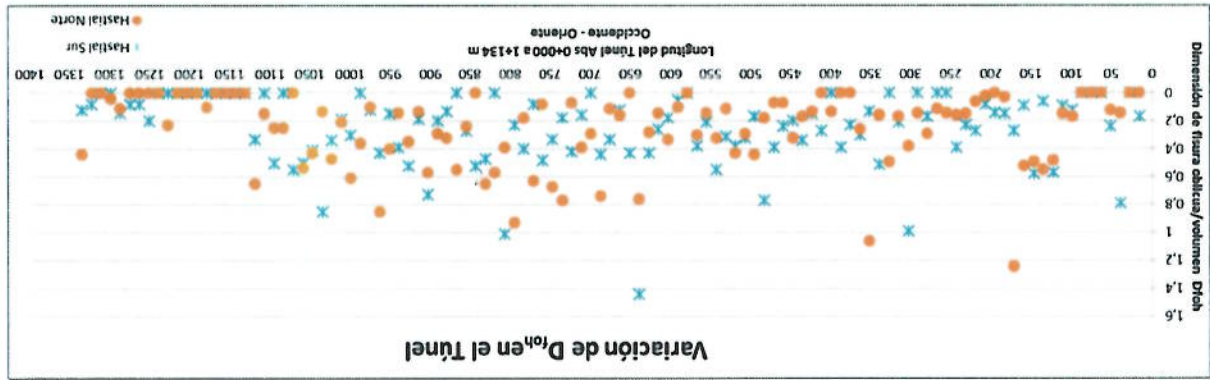


Figura 63: Variación de dimensión de oblicua en los hastales

El D_{oh} se definió, dentro de un elemento monolítico, como la dimensión total de las fisuras oblicuas existente en los hastales dividido para el volumen de hormigón afectado. En el gráfico se verifica la variación del indicador a lo largo de todo el túnel. Se identifican zonas puntuales de mayor afectación, en el hastal sur en la abs 0+650 cercano a 1,4 m de fisura oblicua / M^3 y en el hastal norte en la misma abs 0+160 con valor cercano a 1,2 m de fisura oblicua por metro cúbico de hormigón. Las afectaciones más bajas se encuentran a la salida oriental del túnel en los hastales por debajo de 0,2 m de fisura oblicua / M^3 de hormigón.

La afectación con fisuras oblicuas sobre los hastales es baja y al igual que las longitudinales y transversales es simétrica entre los hastales.



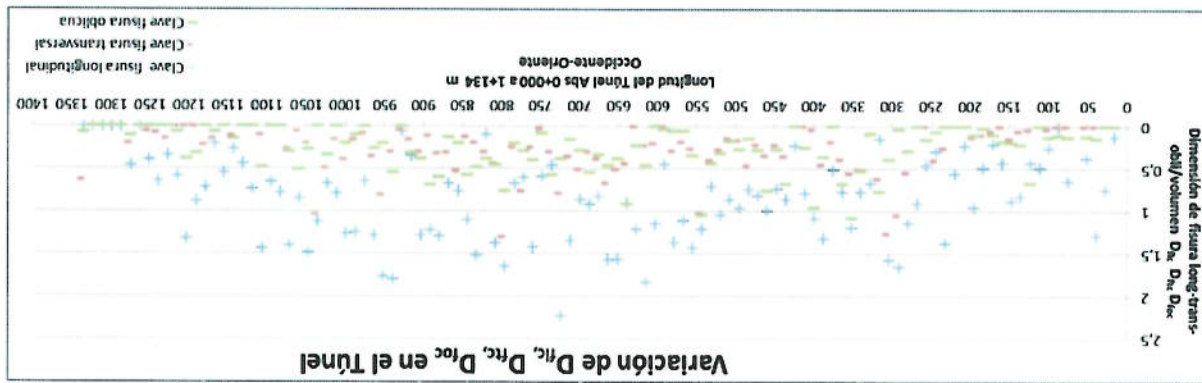


Figura 64: Variación dimensión de fisuras longitudinales, transversales y oblicuas

Los D_{fic} , D_{ric} , D_{loc} se definieron, dentro de un elemento monolítico, como la dimensión total de las fisuras longitudinales, transversales y radiales respectivamente, existente en la clave, dividido para el volumen de hormigón afectado. En el gráfico se verifica la variación de los indicadores a lo largo de todo el túnel. Se identifican zonas puntuales de mayor afectación en la clave, ejemplo en la abs 0+775 por encima de 2 m de fisura longitudinal / M^3 . Las afectaciones más bajas corresponden a fisuras oblicuas y radiales por debajo de 0,50 m de fisura / M^3 de hormigón.

Las fisuras longitudinales en el orden de 1 a 2 m / M^3 están en mayor cantidad que las radiales y oblicuas.

4.3. Conclusión de la caracterización de fisuras

De la medida aleatoria tomada a lo largo de todo el túnel, de los espesores de la fisura en los hastales, señalada en el Anexo 13 y resumida en la Tabla 23, se establece que las fisuras se mantienen en un rango de 0,4 mm a 1,4 mm. No existe distinción entre los espesores de las fisuras caracterizadas como longitudinales, transversales u oblicuas.

Se ha comprobado la existencia de una simetría del grado de afectación a lo largo de todo túnel sobre la base de los indicadores calculados, tanto longitudinales, transversales como oblicuos, entre los hastales sur y norte ver Figuras 61, 62 y 63.

De las mismas figuras se pudiera concluir que la afectación es constante a lo largo del túnel, abs 0+40 a 1+200 m. En el caso de las fisuras longitudinales entre un rango de 1,5 a 2,5 m / M^3 , en las transversales entre un rango de 0,0 a 1 m / M^3 y las oblicuas de 0,0 a 0,4 m / M^3 .

Dentro de los rangos establecidos en el párrafo anterior, se puede evidenciar una forma de variación de los indicadores en los hastales, que es bastante similar entre las figuras radiales y longitudinales, a saber; analizando desde la abscisa 0+000 hasta la abscisa 0+380 (ver Anexo 14, tramo recto), inicia con niveles bajos de los indicadores y crece





paulatinamente. A partir de la abscisa 0+380, que coincide con el inicio de la primera curva, descienden el indicadores paulatinamente hasta la abscisa 0+550, que coincide con la intersección de las proyecciones de las rectas sobre la curva, luego aumentan los indicadores hasta la abscisa 0+750 - 0+800 que coincide con el fin de la curva. De la abscisa 0+750 hasta el final de la recta, abscisa 1+200, los indicadores descienden hasta niveles inferiores del rango establecido.

Los indicadores de la fisura oblicua en el hastial así como los indicadores de las fisuras radiales y oblicuas en la clave del túnel son bajos y se mantienen prácticamente constantes a lo largo del túnel, por tanto impiden realizar un análisis de variación en función de la trayectoria del túnel.

En el caso del indicador de la fisura longitudinal en la clave, que suele estar asociado a sollicitaciones de orden estructural y que es revisada en el capítulo análisis estructural, mantiene relación con el comportamiento descrito para las fisuras longitudinales y radiales de los hastiales. Por la menor densidad de fisuras y la inexistencia en algunos tramos, representada por dispersión que se genera, visualmente en el gráfico la coincidencia es menos precisa, sin embargo la tendencia existe; crecimiento hasta la indicador hasta las abscisas 0+300, descenso hasta la abscisa 0+450, incremento hasta la abscisa 0+700 y descenso hasta la 1+200 m.

El patrón de fisuras señalado en el acápite descripción general de fisuras, la simetría de la afectación determinada anteriormente y su presencia sistemática a lo largo de túnel, sugiere el predominio de un fenómeno relacionado con el comportamiento dimensional del hormigón.

El recuento fotográfico se puede observar en el Anexo 15.



5. CONSULTORÍA INTERNACIONAL FASE 1

La empresa Belmo ha sido invitada a dar su evaluación sobre las posibles causas de las fisuras actualmente visibles al interior del túnel Guayasamín. Este informe comprende una revisión de la información que nos fue enviada y otra información suplementaria recolectada durante la visita realizada en septiembre 2015. Además contiene nuestra opinión experta sobre las posibles causas de las fisuras, y un resumen del análisis estructural a base del cual realizamos nuestra evaluación final. La información presentada al comienzo del informe servirá de base para compaginar la información recibida por nosotros a fin de evitar posibles errores de interpretación durante la traducción y/o por causa de cualquier divergencia que pudiera surgir debido a nuestro desconocimiento de los estándares locales.

5.1. Información básica de referencia

5.1.1. Información del Túnel Guayasamín recibida por e-mail y por la visita de campo

- [1] "Guayasamín Tunnel Analysis"; recibido vía e-mail el 01 de Octubre 2014
- [2] 5 fotos de las fisuras: IMG_1011, IMG_1027, IMG_1028, IMG_1073, IMG_1080; recibidas por e-mail el 29 de octubre del 2014.
- [3] Cuestionario y respuestas; recibido por e-mail el 29 de octubre del 2014
- [4] "North face and south face location"; recibido por e-mail el 07 de noviembre 2014
- [5] Fisuras NORTE - SUR - CLAVE; recibido por e-mail el 07 de noviembre del 2014
- [6] FISURAS TUNEL GUAYASAMIN; recibido el 2 de septiembre del 2015
- [7] Estudio Túnel Guayasamín.pdf; recibido el 14 de agosto del 2015
- [8] Petrográfias.pdf; recibido el 14 de Agosto del 2015
- [9] Presentación ensayo muestras túnel guayasamín.pptx; recibido el 14 de agosto del 2015
- [10] CAD_Túnel_Guayasamín_2014.dwg; recibido el 14 de agosto del 2015
- [11] túnel gysm.dwg; recibido el 14 de agosto del 2015
- [12] PUCE, Informe Definitivo, Estudio Integral Túnel Guayasamín, recibido el 2 de septiembre del 2015.
- [13] Dibujos, Proyecto Solución vial km 1- vía interoceánica, Planos conforme a obra [14] Foto-documentos de la construcción del túnel Guayasamín, recibidas el 2 de septiembre 2015
- [15] ACAD-TUNEL GUAYASAMIN 30 JUNIO 2010, recibidas el 2 de septiembre 2015
- [16] ASTEC-JGGB, Diseño de la solución vial para el km 1 de la vía interoceánica, dibujos G3 y G4, 11/12/2001
- [17] PUCE, Taludes Túnel Guayasamín, Implantación general, 10/09/15 [18] PUCE, Taludes Túnel Guayasamín, Perfiles Geológicos, 8/09/15





Los parámetros geotécnicos de roca intacta se resumen en la Tabla 24:

Las "rocas volcánicas superiores" (VS) se encontraron a una longitud de 233 m y se componen de dos sub-unidades denominadas 3.1 = "Bloque de Lava" (56 m) y la unidad 3.2 = "Lava Fracturada" (177 m). Las lavas (VSL) se encuentran altamente fracturadas y se pueden alojar en presencia de agua.

Los "volcanoclasticos y sedimentos volcanoclasticos" (PS) se intercalan en el túnel hasta una longitud de 836.33 m. Esta unidad comprende siete sub-unidades de las cuales solo las seis más bajas se intercalan dentro del túnel.

La información para la geología se extrajo de [12], [15] y [18]. De acuerdo a esta información, el túnel se encuentra posicionado sobre tres unidades geológicas. En el portal oriental se encontraron los "Sedimentos volcanoclasticos basales y volcanoclasticos" (VB), a una longitud de 142 m. se encontraron seis sub-unidades. Sin embargo durante la excavación se encontraron solo las dos superiores (VB-2 and VB-3).

5.1.3. Geología y Situación Geotécnica

- Recomendaciones para su monitoreo y rehabilitación]
- and refurbishment Projecto del Túnel Guayasamin en Quito-
Professional Service agreement Task 4 - Recommendations on monitoring
[24] Belmo Tunneling GmbH, PUCF Guayasamin Tunnel Project QUITO,
concrete technology on cracking due to the heat of hydration
- [23] Wilhelm Hintzen, Berlin, und Gerd Thielen, Düsseldorf, Influences of
steel fibres of the crack width, graduation thesis, TU Delft, 2012
- [22] R. Cederhout, Crack width in reinforced steel fibre concrete, Influence of
[21] ÖBV, Guideline "Inner Shell Concrete", 2006 <http://www.bautechnik.pro>
Lyon, France. Bagnoux, France: RILEM Publications S.a.r.l., pp. 213-222.
- [20] Laurence O, Bissonnette B, Pigeon M & Rossi P. 2000. Effect of steel macro
fibres on cracking of thin concrete repairs. Proceedings, 5th International
RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (BEFIB 2000),

5.1.2. Referencias

- [19] PUCF, descripción núcleos túnel gysmn.xlsx, recibido el 5/10/15



Desde la fase de diseño [18] solo la valoración de masa de rocosa de Bieniawski (RMR) y Barton (Q-System) como se resumen en la siguiente tabla fueron las provistas para la "Alternativa II", que fue la construida.



Unidad	Densidad	c	ϕ	ERM	Q
[-]	[t/m^3]	[MPa]	[°]	[GPa]	[-]
PS-2	1.48	0.12	17	3.6	0.17
PS-3	1.75	0.15	20	3.4	0.25
PS-4	1.46	0.16	21	3.8	0.31
PS-5	1.42	0.18	25	5.0	0.59
PS-6	1.8	0.2	25	5	
PS-7	2.07	0.16	21	3.2	0.37
VS-b	2.39	0.19	24	5.2	0.56
VS-1	2.61	0.25	30	9	2.5
VB-2	1.91	0.16	21	3.5	0.29
VB-3	1.95	0.2	25	5.6	0.62

Tabla 25: Parámetros de masa rocosa según [12]

Más relevantes en términos del diseño son las cifras de parámetro del macizo rocoso, resumidas en la Tabla 25:

Desde	Hasta	Unidad	Densidad	UCS	c	ϕ	E	v
		[-]	[t/m^3]	[MPa]	[MPa]	[°]	[GPa]	[-]
0+000	0+164	PS-2	1.48	1.64	0.41	35	0.21	0.3
0+164	0+208.33	PS-3	1.75	2.18	0.49	34	0.14	0.31
0+208.33	0+370.33	PS-4	1.46	1.87	0.72	43	0.21	0.24
0+370.33	0+459.33	PS-5	1.42	3.88	0.7	37	0.37	0.28
0+459.33	0+680.33	PS-6	1.8	2.36	0.53	42	0.37	0.25
0+680.33	0+836.33	PS-7	2.07	2.84		30	5.43	0.34
0+836.33	0+892.33	VS-b	2.39	25.6		45	5.43	0.23
0+892.33	1+069.33	VS-1	2.61	69.32		53	5.15	0.25
1+069.33	1+098.33	VB-2	1.91	0.08	1	38	0.03	0.18
1+098.33	1+216.33	VB-3	1.95	0.15	0.9	39.5	0.011	0.27

Tabla 24: Parámetros de roca según [12]



Tabla 26: RMR y Q durante la fase de diseño

Unidad	RMR	Q
PS	24-29	0.11-0.19
VS	37, 51	1.49, 2.12
VB	31-32	0.23-0.27

5.1.4. Diseño del Túnel y Construcción

5.1.4.1. Descripción General

El túnel fue construido entre Enero 2003 y Agosto 2005 [1]. Se dio inicio a la excavación por ambos portales y hubo el encuentro entre ambos frentes en algún lugar del túnel. Se tiene muy poca información sobre la construcción. Tener información sobre el cronograma de construcción, ritmo de progreso durante la excavación, data de monitoreo de deformaciones, y detalles sobre los materiales utilizados sería de gran utilidad para determinar las causas de las fisuras. De acuerdo al diseño original, el túnel debió ser construido con dos revestimientos de las siguientes características. [1]:

- 1) Revestimiento de hormigón reforzado (Concrete reinforced lining) de 20 cm de espesor, con un sistema de varillas de acero, ubicadas cada una de 0.75m a 1.50m. (de manera variable a través de túnel). El hormigón presenta fibras de acero en su mezcla. (concrete $f_c = 35$ MPa).
- 2) Revestimiento de hormigón reforzado (Concrete reinforced lining) de 30 cm de espesor con una malla de acero ($\phi 18$ mm intercalada cada 30cm) y $\phi 14$ mm cada 20 cm (dirección longitudinal).

Esta es toda la información que se tiene sobre el diseño del túnel previo a la construcción del mismo. No existen diagramas de diseño, ni tampoco cálculos de diseño que se podrían revisar a fin de determinar qué era lo que el diseñador se proponía lograr. La razón por la cual se produjo el cambio de diseño originalmente pensado, no está clara. Las siguientes secciones presentan un resumen de la información extraída de los diagramas de como fue construido el túnel, que son diferentes al diseño propuesto originalmente.



5.1.4.2. Soporte de Excavación

El túnel tiene forma de herradura y una bóveda de 11 m. el soporte temporal consiste de varillas de acero HEB 220 (el acero de grado A36 tiene un límite de resistencia de $f_y = 250$ MPa) y 200 mm de revestimiento de hormigón lanzado con resistencia de 300 kg/cm^2 ($\approx 30 \text{ MPa}$). Según el diseño original, la resistencia debió haber sido de 35 MPa. El espaciado de las barras de acero varía entre 75 cm, 100 cm and 150 cm. Se han instalado los siguientes elementos de soporte suplementario.

Tabla 27: Elementos de soporte adicional

Desde	Hasta	Arcos	Pernos de anclaje	Anclajes de barra auto perforante	Compactación
0+183.93	0+392.43	X			
0+582.05	0+995.00			X	
1+108.2	1+215.00			X	
0+843.65	1+394.86		X (*)		
0+708.05	1+383.27				X (*)

(*) Instalado de manera local - no cubre la longitud en su totalidad

En la zona de arcos (pipe arch zone), entre 0+183.93 y 0+392.43, la geometría de excavación varía en altura. Entre 0+708.05 y 1+383.27, se determina la presencia de sobre-excavaciones. Dichas sobre-excavaciones se han rellenado utilizando los siguientes materiales:

Tabla 28: Material utilizado para el relleno

Desde	Hasta	"Terro Cemento"	Malla R-84	Fibra de Hormigón /hormigón lanzado
0+708.05	1+250.00	X	X	
1+250.00	1+383.27			X

No existe información sobre como sucedió el relleno de la zona de arcos (pipe arch area). El método de construcción requiere relleno de la zona de "dientes de sierra" ("saw-teeth") (el área verde en la Figura 65).





El revestimiento final consiste en hormigón reforzado con fibra H-25 con 15 kg/m³ de fibra Dramix RC65/60 BN. El ancho del revestimiento construido es de 35 cm. La bóveda del túnel descansa sobre una cimentación en zapatas corridas de hormigón. No existe una base de losa o dovela estructural. La bóveda del túnel ha sido encofrada con un cerramiento metálico. La longitud de las recamaras es de 12 m. A diferencia de lo establecido en el diseño original, no se ha utilizado varillas de acero para reforzar y el ancho del revestimiento se amplió en 5 cm. De cualquier manera, es obvio que 15 kg/m³ de fibra de acero, no equivale a varillas ϕ 18mm espaciada a 30 cm.

5.1.4.4. Revestimiento Final (Final Lining)

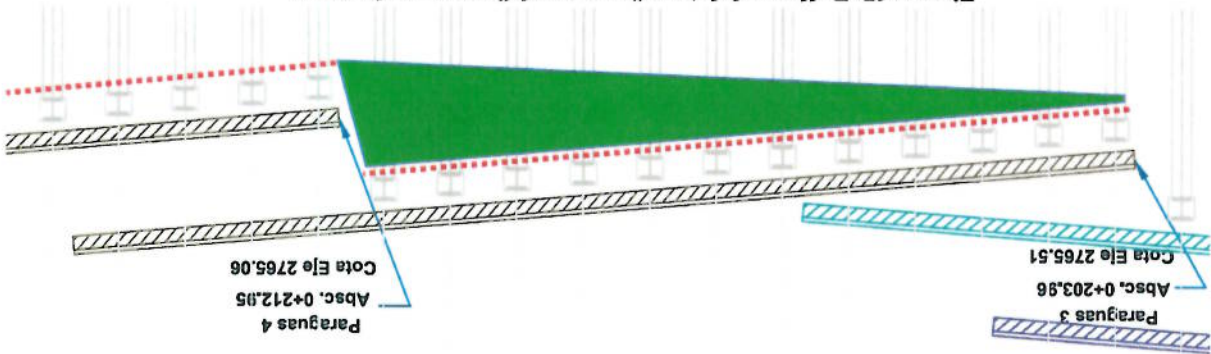
Hay ciertos lugares que carecen de impermeabilización o en donde solo existe de manera esporádica. Esto es entre 0+680.6 and 1+099.8.

- (Membrana) Sprayable Membrane Masterseal 3100 únicamente;
- Sprayable Membrane Masterseal 3100 + Lamina de polietileno (membrana) junto con geotextil;
- Sprayable Membrane Masterseal 3100 + geotextil;
- Lamina de polietileno (membrana) junto con geotextil;
- Geotextil únicamente

En la bóveda del túnel se han utilizado los siguientes sistemas de impermeabilización en varios lugares:

5.1.4.3. Impermeabilización

Figura 65: Relleno del área "saw-tooth" en zona de arcos



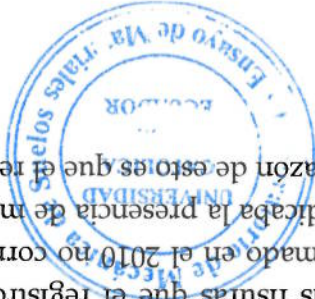


5.1.5. Patrón de fisuras en el revestimiento final

La descripción de las fisuras se basa en la información provista por los diagramas CAD [5] y [6]. La información sobre las fisuras se ha registrado en dibujos manuales y vía escáner.

- Las fisuras en el revestimiento final del túnel forman un patrón a lo largo del mismo, aunque existen variaciones en cuanto a su frecuencia y orientación. Los numerales [5] y [6] hacen una distinción de tres áreas en la sección de corte del túnel: la corona, el lado norte y el lado sur.
- Fisuras longitudinales: en términos generales se divisan dos fisuras longitudinales en cada sección. Las fisuras son, mayormente, paralelas entre sí. Algunas áreas no tienen fisura longitudinal (véase por ejemplo la corona en 0+475 a 0+665); otras tienen múltiples fisuras longitudinales (ej. 0+665 a 0+855).
- Fisuras radiales: se divisan varias fisuras del tipo radial, de manera más o menos perpendicular a las fisuras longitudinales. Las fisuras radiales van, de visita de campo, el 1ero de septiembre del 2015, las fisuras "radiales" parecían cruzarse entre sí sobre el hormigón en lugar de ser estrictamente radiales en su orientación, y parecían ser más esporádicas que en la manera como se indican en el dibujo [5].
- Articulaciones de construcción entre recamaras: en términos generales, se han dado fisuras radiales en las articulaciones de construcción entre recamaras. Red de fisuras: en algunos lugares, se divisa un patrón de fisuras semejante a una tela de araña. (Aproximadamente entre 0+340 y 0+347; y de 0+520 a 0+542). La distancia entre fisuras es de decímetros o menos. Sin embargo, los anchos de las fisuras parecen ser menores a 1 mm. Durante nuestra visita, las fisuras se encontraban cerradas, probablemente debido al proceso de sinterización.
- Las fisuras no se limitan a los túneles excavados, sino también se encuentran visibles en los túneles falsos contruidos en ambos portales, y son de patrones similares.

Se ha llevado un registro de las fisuras vía escáner en dos ocasiones: en el 2010 y en el 2014; [5]. El registro del 2014 revela más fisuras que el registro original tomado en el 2010. Sin embargo, el registro tomado en el 2010 no correspondía con el registro manual de ese tiempo el cual indicaba la presencia de más fisuras que el registro vía escáner. Se concluye que la razón de esto es que el registro vía



escáner no pudo identificar todas las fisuras que estaban presentes, mas no porque las fisuras hayan empeorado con el paso del tiempo. Esta opinión está sustentada también por la presencia de medidores de fisura que fueron instalados en el 2010 o 2011 que indican, en términos generales, que no ha habido movimiento.

Algunas áreas presentan más fisuras que otras, por ejemplo de 0+855 a 0+950 (sector 10). Esto podría deberse a que se aplicó una capa de revestimiento, por lo que es más difícil observar las fisuras de tal manera que algunas de ellas pudieron haber pasado desapercibidas.

Las fisuras que se observan en los núcleos extraídos del revestimiento final son, en su mayoría, en forma de "V" - se abren hacia el intradós del revestimiento final y tienden a desvanecerse a más profundidad.

5.1.6. Núcleos de Hormigón

Resumen y conclusiones de [8] y [9]:

La distribución de agregados en las muestras demostró ser la apropiada. En un de cada seis muestras se encontró segregación en los agregados de mayor tamaño. En términos generales, la calidad de los agregados es apropiada. Se encontró agregados de mala calidad solamente en el caso del basalto "vacuolar", sin embargo la proporción de este agregado es menor al 2%. Se ha encontrado diferentes grados de porosidad (entre 3% y 7%) y poros irregulares que indican que no hubo una compactación uniforme del hormigón. En la superficie de los muestras y en las fisuras se ha encontrado una pasta blanca, que se reportó como un indicador de curado insuficiente o evaporación acelerada. [8].

La información en el numeral [9] indica una fuerza de compresión para las muestras sin fisuras meramente satisfactoria a fin de lograr la fuerza característica de 25 MPa que se observa en los planos "as built" del túnel. Una evaluación comparada a los procedimientos establecidos en los Eurocódigos, indica que la resistencia es mínimamente mayor a 25 MPa. El contenido de acero en las muestras es muy variable. En la mayoría de las muestras la cantidad de fibras de acero por volumen es menor al 15 kg/m³ que se había indicado en planos "as built" del túnel. Adicionalmente, se observa dispersión extrema que va desde 0 a 20 kg/m³.





5.2. Análisis

5.2.1. Visita

Se organizó una visita a fin de que Belmo pudiera inspeccionar el túnel Guayas amn la noche del 1 al 2 de septiembre del 2015.

Se prestó particular atención al patrón de las fisuras, desviación de las fisuras, su ancho, movimientos, ingreso de agua, y espacios vacíos.

- Patrón de las fisuras: como se ha indicado, las fisuras "radiales" parecían entrelazarse en el hormigón en lugar de ser estrictamente radiales en su orientación, y parecen estar distribuidas al azar.

Este comportamiento es típico de fisuras por contracción. Las fisuras radiales que están entre las articulaciones entre las recamaras son de otra naturaleza. Las fisuras de orientación longitudinal son más consistentes que las radiales, y ocupan todo el largo de las recamaras. Las fisuras longitudinales pueden ser una señal de sobrecarga sobre el revestimiento, pero también pueden darse comúnmente por causa de contracción.

Aunque se observan variaciones en términos de la frecuencia de las fisuras y su orientación, sus patrones son muy similares a lo largo del túnel. Esto es indicativo de que ha habido una falla sistemática dentro del revestimiento interno más que por causa de sobrecargas. Las fisuras por sobrecarga comúnmente no hubieran afectado a la totalidad del túnel de la misma manera sino que se hubieran manifestado más severamente en las áreas más sobrecargadas.



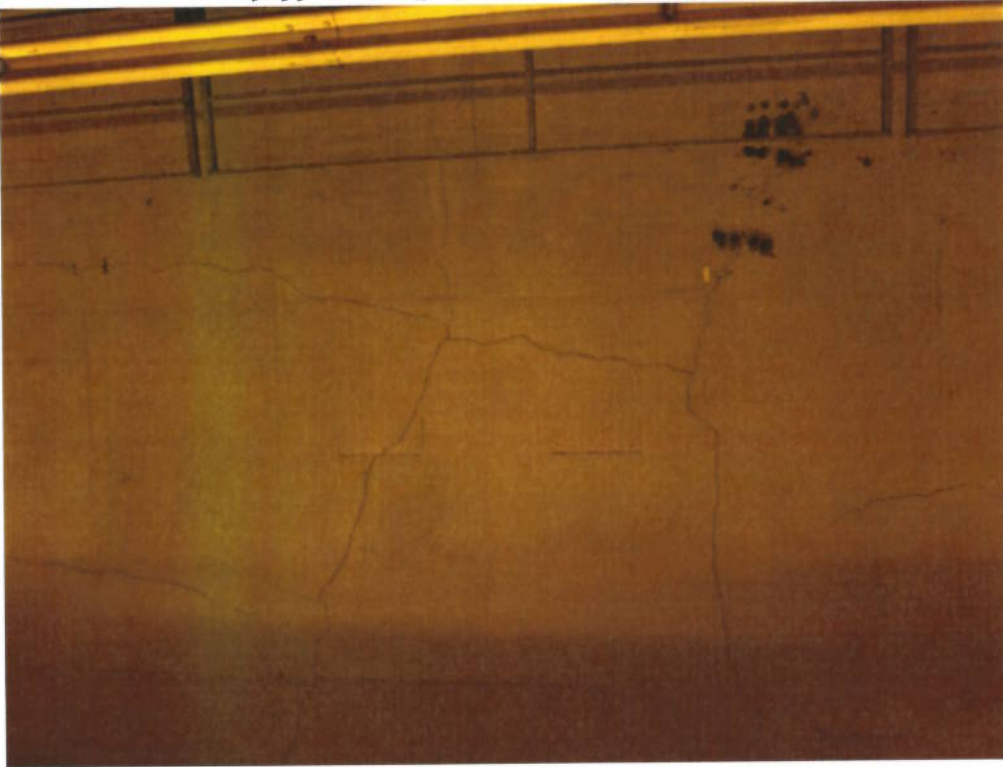


Figura 66: Ejemplo de patrón de fisura en el lado sur

- Desviación de las fisuras: las muestras tomadas del revestimiento se muestran en forma de "V". Recalcamos que esto puede ser tanto por contracción como por sobrecarga. La sobrecarga se evidencia frecuentemente como una desviación de la fisura en donde un lado de la fisura es más alto o más bajo que el otro (desviaciones en dirección transversal); o las caras de la fisura están contrapuestas una con la otra (desviación longitudinal; corte).
- Debido a su enorme cantidad, todas las fisuras no pudieron ser revisadas. Sin embargo, muchas fisuras en la totalidad de la longitud del túnel se revisaron por su patrón de desviación - esto incluye la fisura en forma de telaraña que aparece cerca de 0+340 a 0+347. No se encontraron mayores desviaciones.



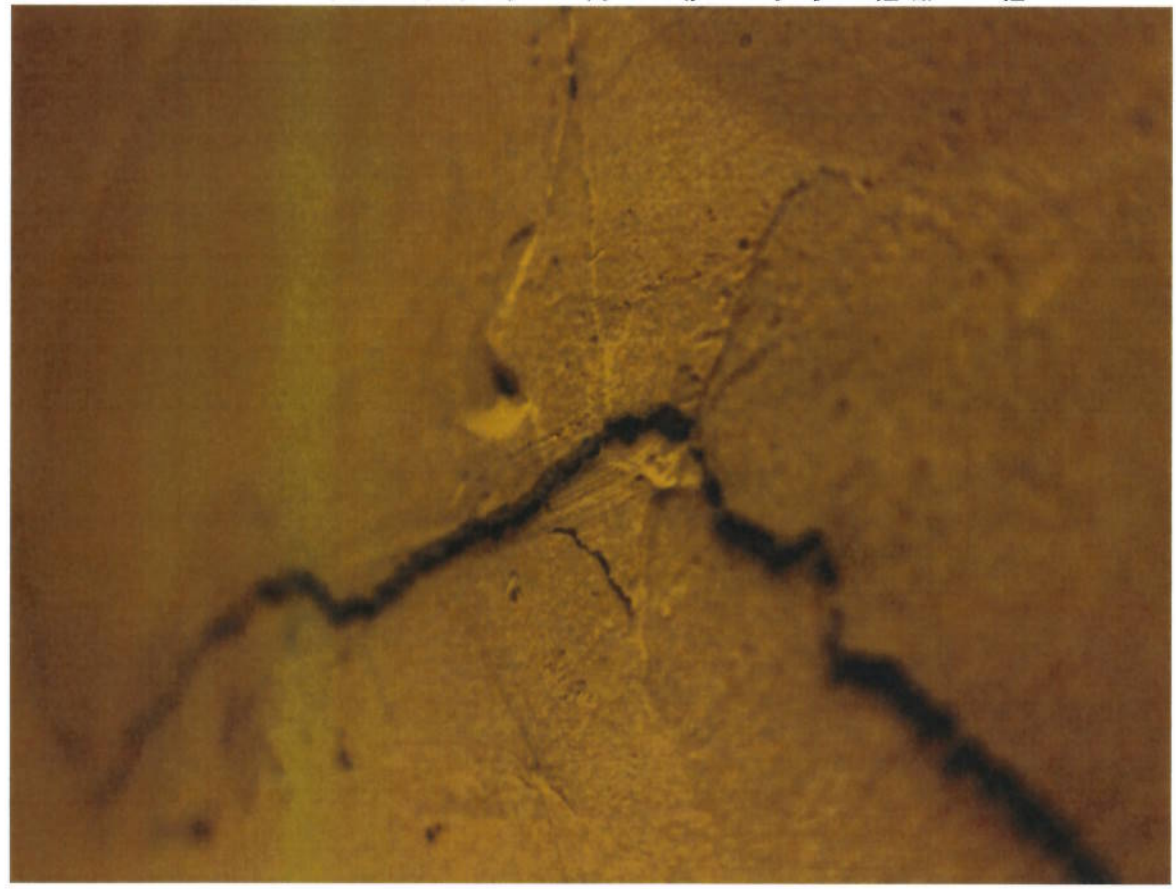


Figura 67: Ejemplo de una fisura abierta- desviación mínima < 0,5 mm

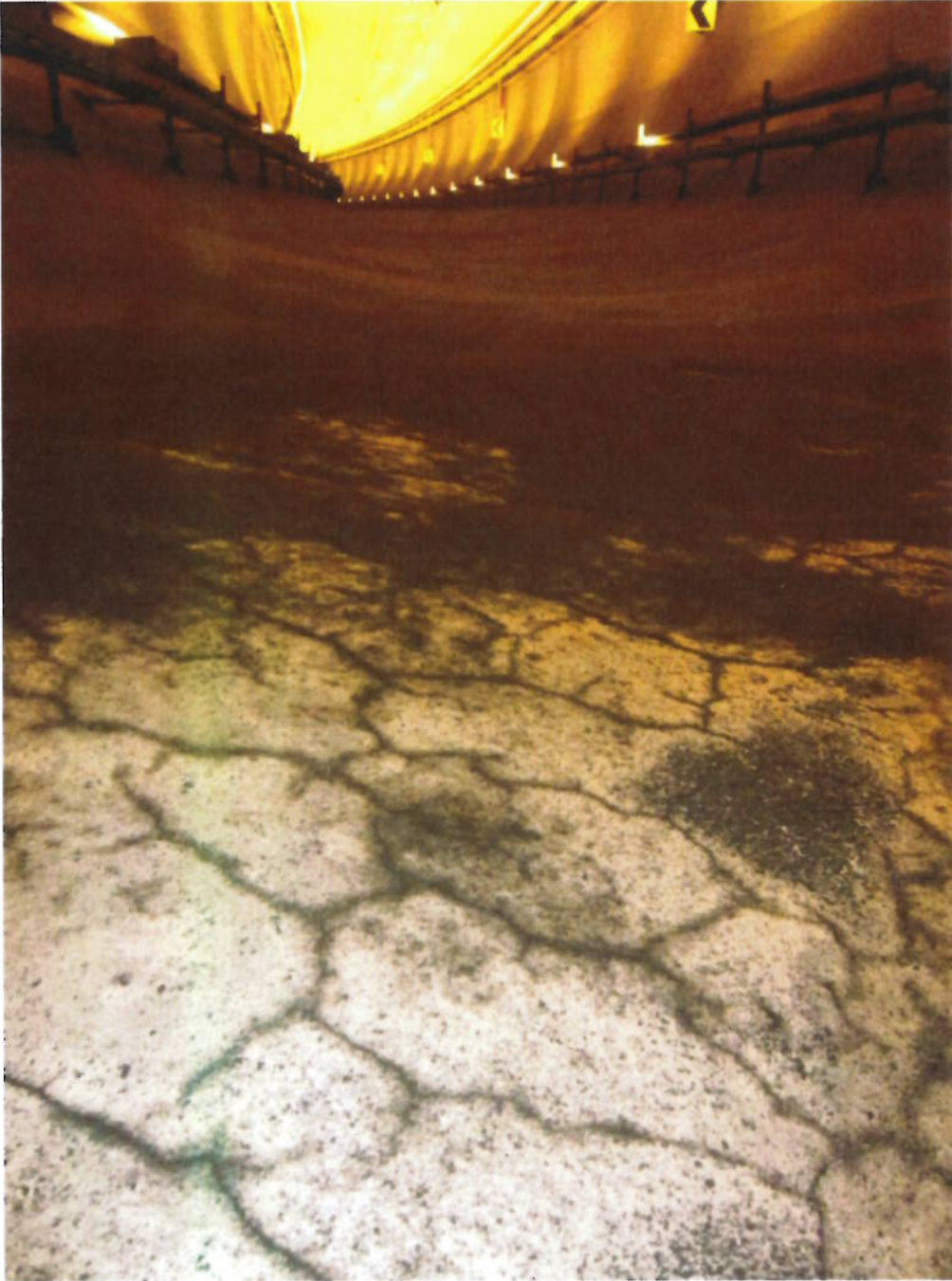
- Ancho de las fisuras: Al parecer todas las fisuras están abiertas a aproximadamente en 3 mm. Al contrario las fisuras en forma de telaraña a 0+340 to 0+347 estaban todas cerradas.





- Ingreso de agua: en varios lugares se evidencio ingreso de agua en algún momento. Durante nuestra inspección, encontramos el túnel completamente seco.

Figura 68: Fisura en forma de telaraña a aproximadamente 0+340 hasta 0+347. Todas las fisuras están cerradas



Av. 12 de octubre 1076 y Roca
 Quito - Ecuador
 www.puce.edu.ec
 Telf: 2991700 ext. 1529
 grealper@puce.edu.ec

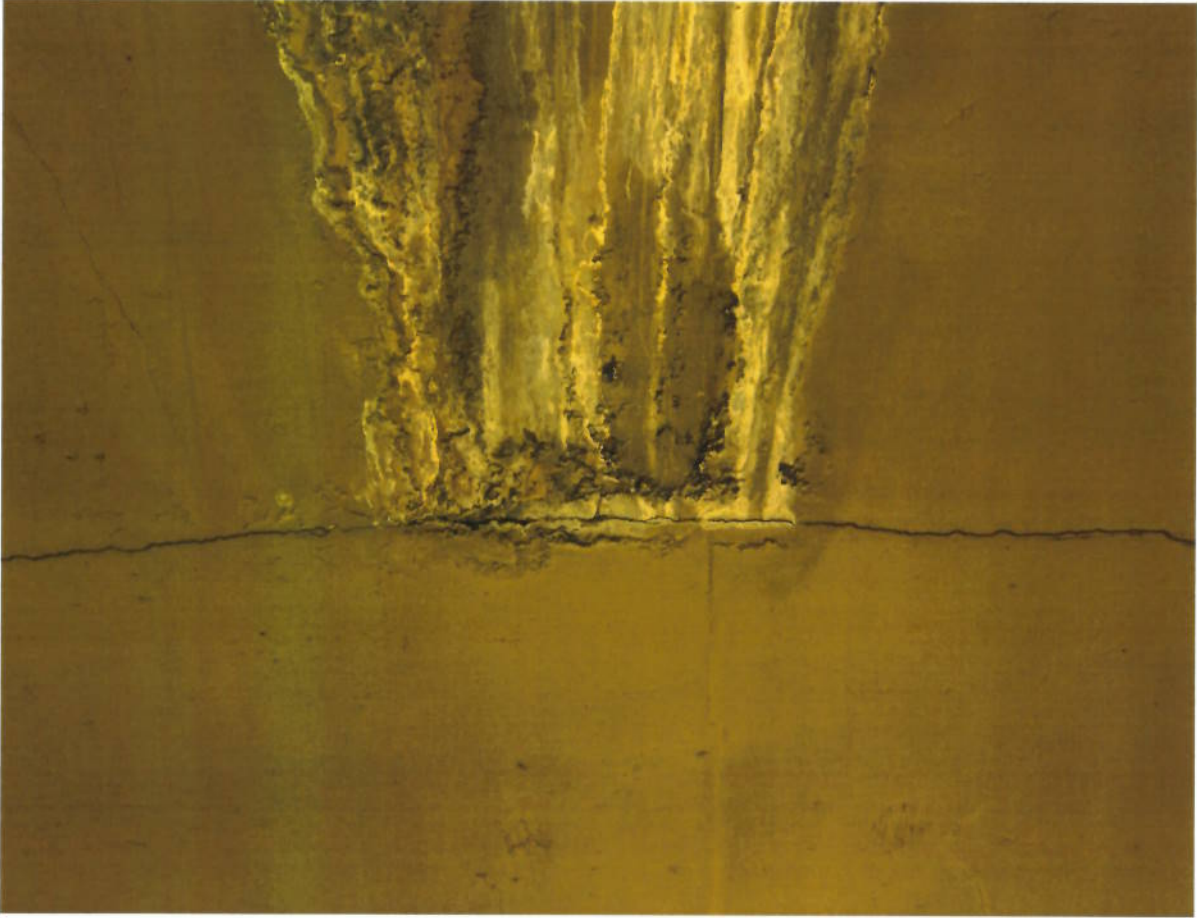


Sin embargo, hay varios lugares en donde se puede notar que se habían instalado medidores de fisura, pero estos han desaparecido. No está claro si es que fueron removidos, o si simplemente se cayeron ya que no existe

que durante ese tiempo no existió ningún movimiento. y con la inspección que se realizó en el túnel en el 2010 y 2014 que confirma concuerda con la sequedad del túnel como se mencionó en el punto anterior parecería indicar que no ha ocurrido ningún movimiento. Esta observación Todavía se encuentran numerosos medidores en las paredes del túnel; esto

caiga o se quede colgado de un solo lado. contacto con el revestimiento se debilitaría al punto de ocasionar que se movido. En el caso de haber movimiento, el medidor se rompería, o su instalado (véase la Figura 70) no es capaz de determinar cuánto se ha tenemos, la instalación fue en el año 2011. Al ser rígido, el tipo de medidor / crack indicators) en varios lugares del túnel. Según la información que Movimiento de fisuras: Se han instalado medidores de fisuras (crack meters

Figura 69: Ejemplo de ingreso de agua, ahora seco.



ninguna información con respecto a este particular. En el caso de que cayeron, se podría inferir que hubo movimiento como hemos mencionado, pero también podrían haberse caído por causa de que el pegamento que los adhería, simplemente dejó de ser efectivo con el pasar de los años. De hecho, estos medidores de fisura no sirven para indicar de manera clara si es que en efecto ha ocurrido movimiento o no.

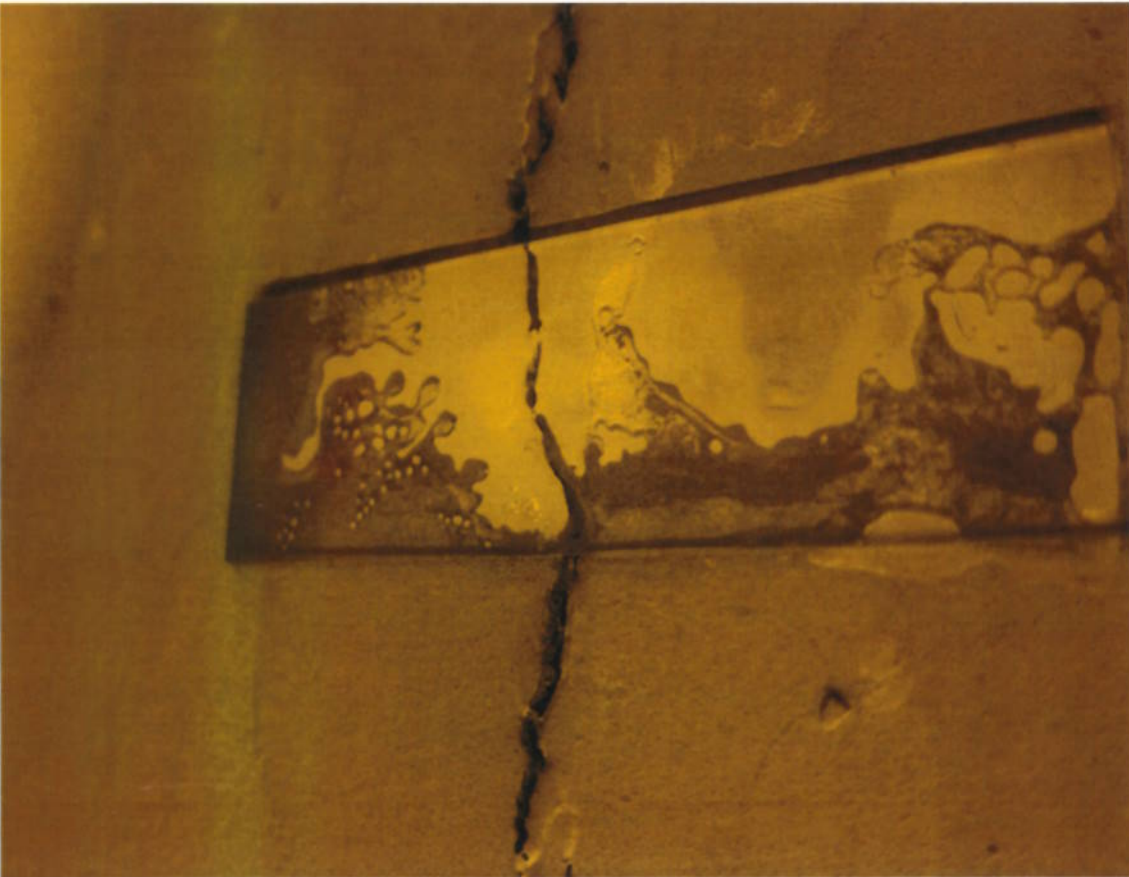


Figura 70: Medidor intacto. No hay movimiento

Pruebas de rebote con martillo: con todas estas fisuras, la estabilidad y capacidad funcional del túnel podrían estar comprometidas. Durante la visita utilizamos la prueba de rebote a fin de determinar en donde se encuentran espacios vacíos dentro del revestimiento. Estos espacios vacíos podrían indicar desprendimiento del hormigón lanzado y el revestimiento final (final lining). También podría indicar áreas débiles en el revestimiento final que podrían potencialmente caer o colapsar el revestimiento.

En vista de la gran cantidad de fisuras presentes, no todas pudieron ser analizadas, sin embargo la prueba de rebote se realizó sobre varias fisuras a

Lo largo de todo el túnel. No se encontraron vacíos, esto incluye la fisura en forma de tela de araña en ubicada aproximadamente de 0+340 a 0+347.

5.3. Análisis estructural

5.3.1. Introducción

Para tener una idea clara sobre la situación de sobrecarga del revestimiento del túnel, se realizó un análisis estructural. Dado que en el diseño de túneles, las cargas de suelo se derivan de parámetros geotécnicos, la validez del análisis estructural depende de manera crucial en la elección de los parámetros de diseño geotécnico. Adicionalmente, existe información general, generada durante la fase de construcción, que ayudará en la evaluación de las condiciones de suelo, sin embargo, inferir de esta parámetros geotécnicos para propósitos de análisis, no resultaría confiable. Idealmente, la información del monitoreo de las deformaciones recogidas durante la etapa de excavación, nos permitirían hacer una reingeniería de cálculos sobre las condiciones del suelo de manera consistente; sin embargo, este tipo de información no se encuentra disponible. Asimismo, no están del todo claro los requerimientos de diseño, tales como estanqueidad del agua, la capacidad portante del soporte combinado del revestimiento primario y secundario o el diseño de vida útil del túnel.

El diseño del revestimiento del túnel supone que sobrecargas moderadas del peso fueron anticipadas en la fase de diseño:

- Perfil en forma de herradura (de caballo)
- Sin losa estructural de base o invertida
- Grosor moderado del revestimiento y barras de soporte

El propósito del revestimiento, por lo tanto, sugiere que este sostiene sobrecargas gravitacionales del suelo suelto o bloques alrededor de la apertura. Esto quiere decir que la capacidad portante de la roca circundante debe tener la capacidad de resistir las concentraciones de presión generadas alrededor del túnel.

5.3.2. Estabilidad del revestimiento con el modelo "Bedded Beam"

Con el propósito de calcular presiones del revestimiento en el revestimiento interior, se ha utilizado un Modelo bedded beam. De acuerdo a [16] gráfico G4, la calidad de la roca alrededor del túnel está valorada en $Q=0.12 - 0.19$. Comparando la referencia de la calidad de la roca de [12] el mejor empare se da en PS-2, en donde $Q=0.17$. La carga del suelo ha sido derivada de la teoría de





	Γ	c	ϕ	α	b'	$p_{v,max}$	p_h
Unit	kN/m^3	kPa	$[\circ]$	$[\circ]$	$[m]$	$[kPa]$	$[kPa]$
PS-2	14.8	120	17	36.5	11.9	229.7	162.5
PS-3	17.5	150	20	35	11.5	177.6	116.8
PS-4	14.6	160	21	34.5	11.4	21.2	13.6
PS-5	14.2	180	25	32.5	10.9	(-66.2)	(-38.2)
PS-6	18	200	25	32.5	10.9	(-8.4)	(-4.9)
PS-7	20.7	160	21	34.5	11.4	247.7	158.9
VS-b	23.9	190	24	33	11.1	208.1	123.4
VS-1	26.1	250	30	30	10.4	46.0	23.0
VB-2	19.1	160	21	34.5	11.4	188.3	120.8
VB-3	19.5	200	25	32.5	10.9	35.6	20.5

Tabla 30: Cargas de suelo después de Terzaghi

Para la carga horizontal del suelo, se ha seleccionado la fórmula de Jaky $p_h = p_v \cdot [1 - \sin(\alpha)]$. La carga del suelo para otras unidades también han sido consideradas y podemos ver de la Tabla 30, que elegir $p_v = 230$ kPa es representativo y a la vez, se puede considerar una elección conservadora.

$$p_{v,max} = \frac{\gamma \cdot b' - c}{\tan(\phi) \cdot k_{suo}} \quad \text{and} \quad b' = R \cdot \left(\tan(\alpha) + \frac{1}{\cos(\alpha)} \right) \quad \text{and} \quad \alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$$

De acuerdo con la teoría de Terzaghi, la máxima sobrecarga vertical del suelo se calcula con la siguiente fórmula, en donde $k_{suo} = 0.8$ ha sido seleccionada:

*) El modelo elástico para modelar la rigidez de la estratificación $k_s = E/R$ fue elegido de acuerdo a la Tabla 24, dado que el valor del modelo de la deformación de la Tabla 25 se encuentra algo alta e inconsistente con el modelo elástico del material rocoso.

Unidad	Densidad	c	ϕ	E^*
	$[t/m^3]$	$[MPa]$	$[\circ]$	$[GPa]$
PS-2	1.48	0.12	17	0.21

Tabla 29: Parámetros utilizados para el análisis bedded beam

Terzaghi usando los siguientes parámetros dados en [7] en la "Resistencia del Macizo Rocosos":

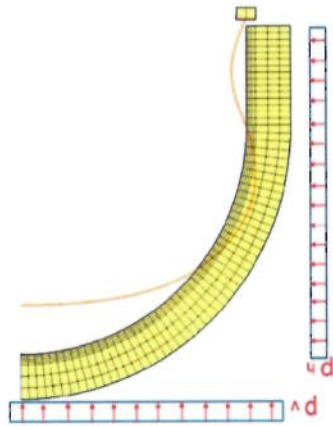




$$FOS_{rel} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$$

siguiendo el procedimiento recomendado por los Eurocódigos, para propósitos de diseño de revestimiento; las fuerzas del revestimiento deben ser multiplicadas por un factor de seguridad de $\gamma_F=1.35$, entregando fuerzas de diseño seccionales $S_{Ed}=\gamma_F \cdot S_{EK}$. El S_{EK} es la fuerza de la sección (fuerza Axial, fuerza de corte o momento de flexión) siendo un resultado del análisis numérico de las sobrecargas, p_v y p_h . Por otro lado, el diseño de la resistencia del concreto f_{cd} para un concreto C25 (fuerza del cilindro) debe ser calculado considerando un factor de seguridad del material de $\gamma_c=1.8$ para un concreto no reforzado. Por tanto, el diseño de la resistencia del concreto es solamente $f_{cd} = 25 \text{ MPa} / 1.8 = 13.9 \text{ MPa}$. El análisis revela que cuando se aplica una sobrecarga completa $p_v=230 \text{ kPa}$, puede ocurrir una sobre-presión (overstress) en el revestimiento ubicado en las paredes verticales. El factor relativo de seguridad está definido por el ratio entre diseño de resistencia N_{Rd} (ej. capacidad de soporte) y fuerzas seccionales N_{Ed} (siendo la fuerza axial):

Figura 71: Modelo Bedded Beam en configuración deformada



La sobrecarga vertical del suelo es $p_v=230 \text{ kPa}$ y para el análisis de la sobrecarga horizontal del suelo es $p_h=162.5 \text{ kPa}$, usando un coeficiente de presión de tierra lateral de $k = 1 - \sin(\phi)$. Dadas las condiciones simétricas, solo la mitad del sistema ha sido analizado. El modelo deformado geométrico se muestra en la Figura 71:





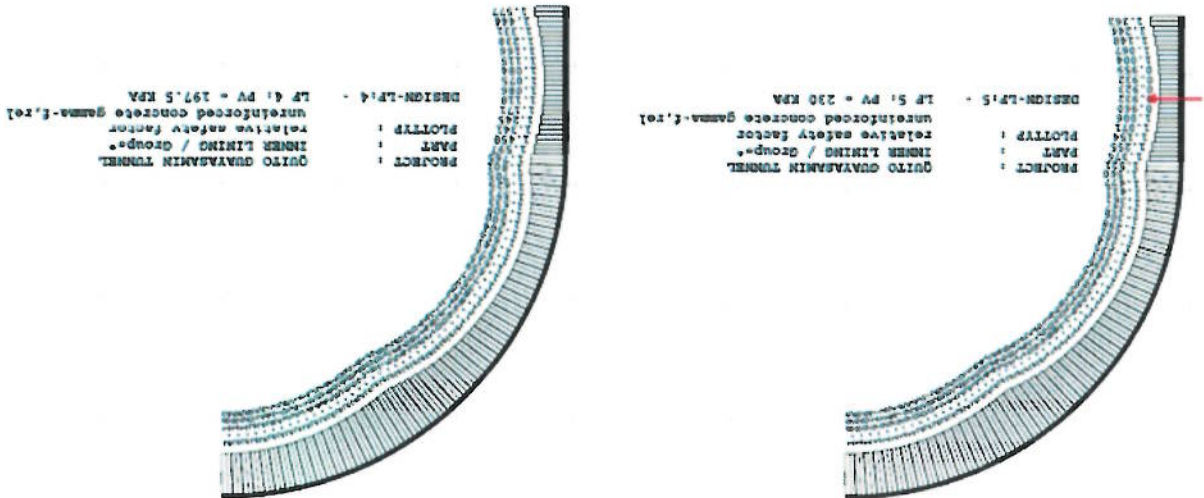
h grosor del revestimiento
 fcd diseño de resistencia revestimiento de concreto = resistencia
 característica dividido por factor material de seguridad
 Med Momento flector del revestimiento
 Ned Sobrecarga Axial del revestimiento

$$N_{Ra} = f_{cd} \cdot h \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{M_{Ed}}{h \cdot N_{Ed}} \right)$$

Debido a una baja dosificación de fibra de acero, de aproximadamente 15 kg/m³, no se espera un incremento en la capacidad a tensión. Este es también el caso para dosificaciones más altas - una típica dosificación para revestimientos de túneles está entre 30 y 40 kg/m³. En lugar de incrementar la capacidad de tensión, el principal propósito de aumentar fibras de acero es aumentar la resistencia del material después de que haya ocurrido un agrietamiento para evitar una falla frágil. Pero esta baja dosificación de 15 kg/m³, muy probablemente, no incrementa la resistencia. Por tanto, la contribución de fibras de acero a la capacidad de soporte en su conjunto, será insignificante. La capacidad de soporte NRd de un revestimiento no-reforzado en compresión axial y de momentos, puede ser simplificado de la siguiente manera:

Un factor relativo de seguridad mayor a 1, puede ser alcanzado solo para una presión vertical de pv=197,5 kPa. Un análisis detallado de los resultados pueden encontrarse en el Anexo 16: Apéndice A.

Figura 72: Factores relativos de seguridad para pv=230 kPa (izquierda) y pv=197,5 kPa (derecha)



Se debe mencionar que, este enfoque del diseño, permite una combinación de algo de flexión con la compresión axial. El ratio $e = M_{Ed} / N_{Ed}$ denota la excentricidad de la sobrecarga relativa al centroide en la sección transversal. Para un ratio de $e/h = 1/3$ solo la mitad de la sección transversal se encuentra bajo compresión. Este es el límite en el cual la fórmula de N_{Rd} anotada anteriormente aplica.

5.3.3. Capacidad de soporte del revestimiento agritado

La capacidad de soporte del revestimiento agritado depende de la naturaleza de las grietas. Generalmente hablando, las grietas radiales no tienen efecto mayor sobre la capacidad de soporte, dado que la transferencia de sobrepeso en el revestimiento del túnel es radial y la principal transferencia de la carga es paralela a las grietas radiales. Típicamente las grietas radiales provienen del termo-agrietamiento, producido durante las etapas iniciales de generación de hidratación calorífica. Las grietas longitudinales sin embargo, permiten transferencias de carga solamente sobre una sección transversal reducida, ocasionando concentraciones de presión en el revestimiento. Si el revestimiento primario, con el tiempo, pierde su capacidad de resistencia, la carga del suelo será transferida completamente al revestimiento final; sin embargo, el revestimiento final agritado no es adecuado en el largo plazo. No existe capacidad adicional en la resistencia del concreto que permita esta condición. Por supuesto que esta aseveración está basada en la suposición de que las cargas de suelo aplicadas, son representativas de la situación actual. Por tanto, vale la pena re-verificar las condiciones geológicas y las cargas de suelo aplicadas.

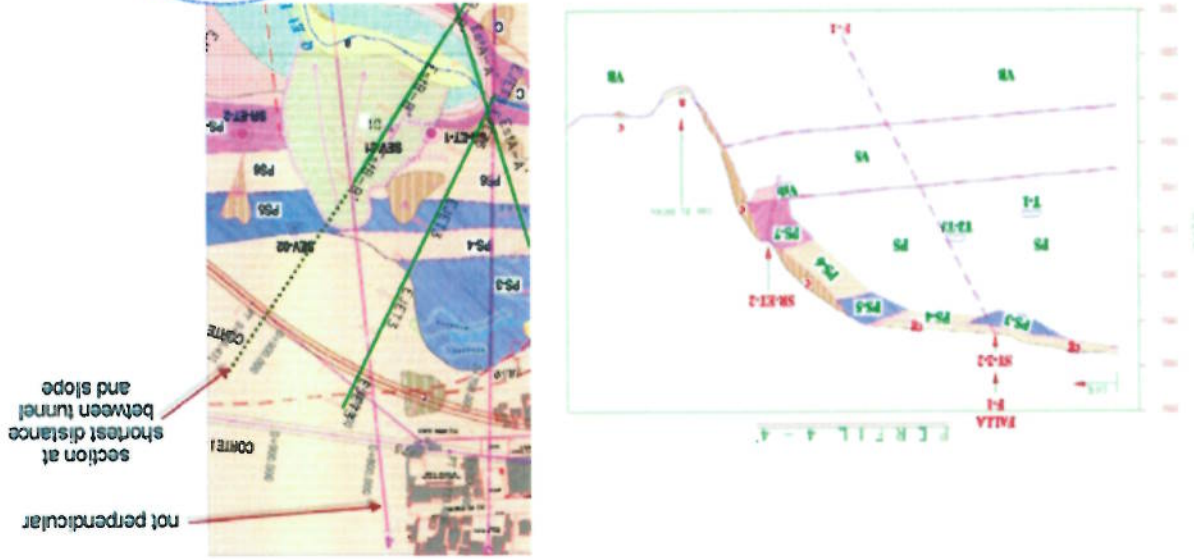
5.3.4. Retro Análisis de los parámetros para estabilidad de taludes

Para tener una idea de los parámetros apropiados de fuerza, hicimos retro análisis de parámetros del talud en la abscisa km 0+900. El punto de partida para ese análisis regresivo son parámetros de resistencia y rigidez para PS-2 según Tabla 24, el cual permite la convergencia del modelo de análisis al inicio del algoritmo del retro análisis. Distinto a la Tabla 24, la unidad de medida escogida ha sido 20 kN/m³ para así ser conservadores con respecto a las cargas in-situ. Adicionalmente, el corte o límite de tensión ha sido modelado asumiendo que el suelo no tiene capacidad de tensión.





Figura 73: Izquierda: Sección de [16], Derecha: vista de plano tomada de [18]



Cuando la alineación de un túnel está localizada a poca distancia de una estabilidad global del talud. La locación más adversa, en el túnel Guayasamin, está considerada en los alrededores de la abscisa km 0+900, en donde la distancia horizontal entre el túnel y la superficie del talud es de alrededor de 100 m. Adicionalmente esta la falla F-1 se observa en la Figura 73 a la izquierda. Esta sección sin embarco, no está tomada perpendicularmente al eje del túnel, la cual puede ser observada en la misma figura a la derecha. Por tanto, el túnel está más cerca a la pendiente de lo que aparece en la sección transversal 4-4'.

*) Los parámetros para estas unidades han sido escogidos en base a la Tabla 24 y en base a criterios de ingeniería. De acuerdo a información geológica disponible, estas unidades no cruzan el eje del túnel y por tanto la exactitud de esos parámetros es considerada como de importancia secundaria.

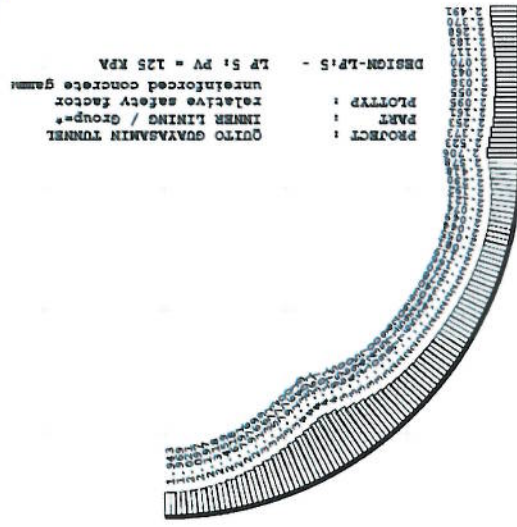
Unit	Density	c	φ	ft	E	v	Q
PS		[MPa]	[°]	[MPa]	[GPa]	[-]	[-]
PS	2.0	0.41	35		0.21	0.3	0.17
VS*)	2.4	3.0	45	0.5	5	0.3	
VB*)	2.0	1.0	38		0.2	0.3	

Tabla 31: Parámetros de esfuerzo y rigidez para propósitos del análisis regresivo





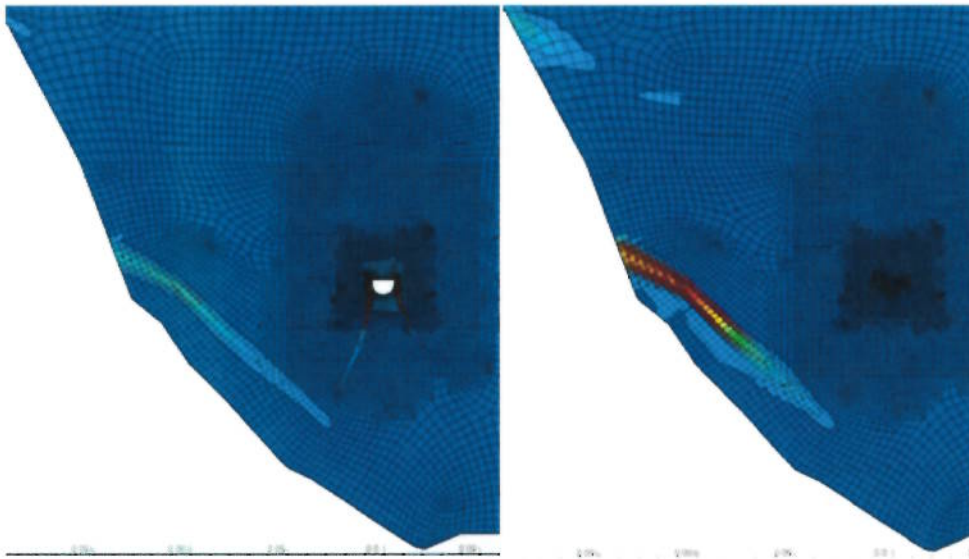
Figura 76: Factores relativos de seguridad para $p_v=125$ kPa



Apéndice B.

Cuando se aplica una carga de suelo de $p_v=125$ kN/m², junto con la carga horizontal de suelo de $125 \times (1 - \sin(35^\circ))=53$ kPa en el modelo "bedded beam", observamos que el factor relativo de seguridad -ty está por encima de 2. Un análisis detallado de los resultados se los puede encontrar en el Anexo 17:

Figura 75: Tensión pura $\sqrt{I_2}$ con c_{red} y ϕ_k en la falla izquierda: sin túnel, derecha: con túnel



Conclusión: como resultado del retro análisis de los parámetros de resistencia en el talud, obtenemos la información que, los parámetros de resistencia promedio (sobre las unidades PS), necesitan por lo menos un ángulo de fricción de 35° y una cohesión de 125kPa. La carga del suelo derivado de esto confirma que la resistencia final de C25 y un grosor de revestimiento de 35 cm son adecuados, si el revestimiento se encuentra libre de quiebras o grietas.

5.3.5. Formas típicas de deformación del revestimiento

Teóricamente, fuera de la zona de la talud, la deformación del revestimiento se espera sea simétrica, en el caso que el suelo sea homogéneo y que no existan fallas asimétricas o zonas debilitadas.



Figura 77: Diagramas típicos de sobrepesos simétricos (izquierda: momento, centro: fuerza axial, derecha: deformación)

Del diagrama de momento y modo de deformación observados en la Figura 77, se puede concluir que la carga de suelo simétrica, no causa patrones de agrietamiento en la corona y cámara superior. Por tanto, desde una observación del carga puramente simétrica, el patrón de agrietamiento con grietas longitudinales en la cámara superior no puede ser explicado. Se puede esperar deformación asimétrica dentro de la zona de la pendiente.





Figura 78: Diagramas típicos de sobrepeso asimétrico (izquierda: momento, centro: fuerza axial, derecha: deformación)

Del diagrama del momento flector y deformación observados en la Figura 78, se puede concluir que condiciones de carga asimétrica pueden causar patrones de grietas en la corona y cámara superior. Esto está más alineado al patrón de grietas observado.

5.3.6. Resumen y Conclusiones del Análisis Estructural

- Los parámetros geotécnicos a ser usados para macizo rocoso no están claros y necesitan investigación adicional para un asesoramiento final.
- Se ha realizado un retro análisis sobre la estabilidad del talud, con el fin de obtener una idea general de la magnitud de los parámetros de resistencia de la roca predominante.
- Cargas de suelo derivadas de esos parámetros indican que el grosor del revestimiento de 35 cm y resistencia de 25 MPa de un revestimiento no-reforzado son adecuados, siempre y cuando se considere que el revestimiento está en buen estado.
- Sin embargo, esto solo es acertado para revestimiento en buen estado. Un revestimiento en mal estado con una extensa grieta de dirección longitudinal, tiene reducida su capacidad de soporte.
- Los patrones de grietas, las grietas longitudinales en las paredes verticales, pueden ser el resultado de sobrepesos de suelo laterales en el caso de condiciones de sobrepeso simétrico. Sin embargo, las grietas en la cámara superior requieren de condiciones de carga asimétrica.

5.4. Evaluación

5.4.1. Geología y cargas de suelo

Mientras que en las paredes y en la corona baja, los patrones de agrietamiento son similares a lo largo de todo el túnel, las grietas longitudinales en la corona entre los km 0+460 y km 0+815 desaparecen casi por completo. Esto se



De la información [8], la conclusión es que las grietas pueden ser consecuencia de una contracción causada por una evaporación rápida o curado insuficiente. En general parece que hubo problemas en producir concreto de una de calidad consistente, lo cual también puede ser observado en las variaciones en los tamaños de los poros y en observaciones visuales llevadas a cabo en inspecciones de los núcleos [19]. Las porosidades reportadas de 3% - 7% son al parecer

5.4.2. Material de Concreto

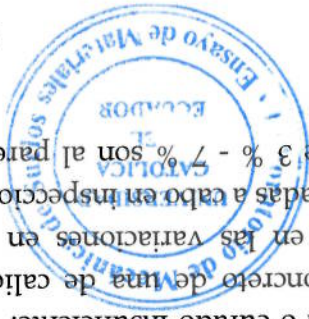
El análisis de resultados de la sección fuera de la pendiente, muestra riesgo de grietas longitudinales solo en las paredes verticales. Para la zona de pendiente, la situación no es del todo clara. Sus grietas longitudinales podrían extenderse aun más a la parte curva del revestimiento interior, lo que estaría más alineado con las grietas observadas.

Los núcleos tomados a través del concreto agrietado, muestran grietas en la forma de una "V" con la punta de la grieta al final del revestimiento interior. Esto podría indicar bajos esfuerzos de compresión axial en el revestimiento interior, lo que implicaría que el revestimiento principal asume todas las cargas de suelo. Solo pocas fisuras muestras ófsets de fisuras frontales. En general, tales ófsets pueden ser observadas cuando existe sobre esfuerzo en compresión o corte. En el caso de flexión pura y tensión directa, las fisuras frontales no muestras ófsets. Un modo de carga típico, para la línea del túnel, es sin embargo, una combinación de carga axial con algo de momento y corte.

De acuerdo a [14], una rozadora fue utilizada en la roca suave, y basados en los equipos que se muestran en las fotografías, asumimos que, en las condiciones de roca dura, se utilizaron taladros y explosiones como métodos de excavación.

Aparte de esa observación, no existe una aparente correlación entre el método de construcción/excavación y un patrón de agrietamiento. La zona del arco de tubo [13] en el portal occidental pertenece a la unidad PS, mientras que la zona que inicia en el km 0+708 pertenecen a las unidades VS/VB. Este cambio en la geología no se refleja en el patrón de agrietamiento. Mientras que el patrón de agrietamiento es similar a lo largo del túnel, las condiciones geológicas cambian de manera significativa, indicando que las grietas se formaron más o menos independientes de las condiciones del suelo.

relativamente alta UCS y densidad comparada con otras unidades PS. correlaciona hasta cierto grado con las secciones del túnel entre los km 0+392 y km 0+708 en donde no se reporta un arco de tubo paraguas (pipe arch umbrella) ni sobre-quebrados. Esta sección del túnel se encuentra entre PS-6 y PS-7, con una





$$w_{cr} = (\epsilon_s - \epsilon_R - \epsilon_c) \cdot L$$

El factor n varía entre $1 < n < 3$ mientras que h denota el grosor del revestimiento final. En general, no se desarrolla de manera total la deformación por contracción, debido a que la deformación está restringida, dando lugar a una relajación de esfuerzos, lo que reduce el ancho de la grieta. Estos mecanismos se describen en la Figura 79. Si la contracción de la deformación es no puede desarrollarse sin restricciones, la relajación de la presión reduce la deformación en ϵ_R antes que la primera grieta aparezca. El deslizamiento de la deformación ϵ_c entre las grietas del concreto, da lugar a una reducción adicional de la contracción de la deformación. Alcanzar condiciones óptimas de ligado entre el hormigón y el revestimiento, requiere de tratamientos especiales de la superficie; lo cual es probable que no se hayan dado, por lo que debemos asumir que no se dieron estas condiciones óptimas. El ligado entre el revestimiento de hormigón lanzado y revestimiento final, es lo que riga el ancho de las grietas. Mientras más fuerte la adherencia, más corto será el espacio agrietado " L ". De acuerdo a [20], la distancia entre las grietas puede ser de $L=3h$, en buenas condiciones de adherencia. Para una adherencia más débil, la distancia entre las grietas puede exceder $3h$, $L > 3h$, resultando en menos grietas, pero grietas de más anchura, lo cual se hace evidente en la siguiente fórmula:

$$w_{cr} = n \cdot \epsilon_s \cdot h$$

Las grietas observadas son probablemente debidas a la contracción. En el caso de un enlace perfecto entre el hormigón y el revestimiento final, el ancho de la grieta se puede estimar utilizando la siguiente ecuación [20]:

5.4.3. Posibles causas del agrietamiento

La razón podría ser que el término "porosidad" se define de manera distinta en Sudamérica. En Europa, porosidad total se define como el volumen de poros abiertos + volumen de poros cerrados dividido por volumen seco de la muestra. El efecto de la contracción está gobernado por el coeficiente de difusión, el cual es responsable por el amplio gradiente de humedad en el concreto. La inconsistencia en la calidad, que da como resultado una baja resistencia a la tensión, es un iniciador local de las grietas, y es desde allí, donde las grietas continúan y se propagan.

La inconsistencia en la calidad, que da como resultado una baja resistencia a la tensión, es un iniciador local de las grietas, y es desde allí, donde las grietas continúan y se propagan.

extremadamente bajas comparadas a las porosidades del concreto europeo, el cual normalmente varía entre el 10 % - 15%.



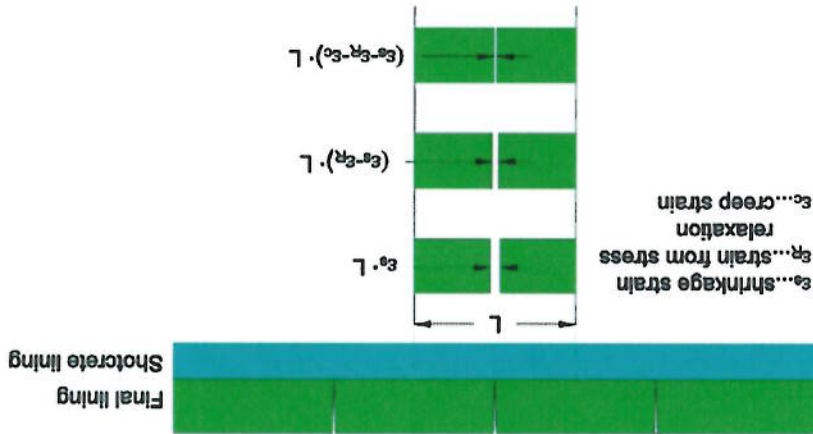


Figura 79: Principio de contracción restringida en la formación de grietas

Si las condiciones de adherencia son irregulares y con una variedad de características, esto da lugar a menos grietas, pero agrietamientos más anchos, lo cual se detalla en la Figura 80.

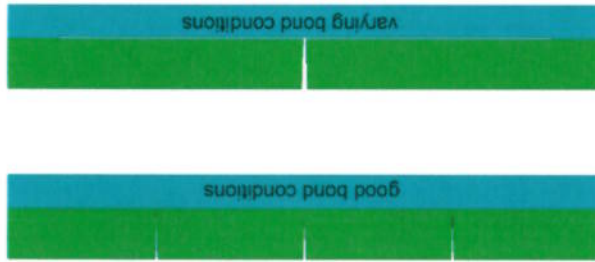


Figura 80: Efecto de la variedad de condiciones de enlace en la anchura de la grieta

Si asumimos una típica deformación de contracción de por ejemplo 0.3 % y considerando una longitud de perímetro de 21 m de la cámara del túnel, el cambio en la longitud es de alrededor de 6.3 mm. Asumiendo que la relajación de presión reduce esta deformación en 33 % nos queda una deformación de 4 mm, que puede ser vista como una grieta acumulada - por ejemplo 6 grietas con un ancho de grieta de 0.7 mm. Este ancho de grieta estimado es más bajo que el ancho de grieta promedio observado en el revestimiento final del Túnel Guayasamín, pero considerando que la contracción actual puede ser mayor a 0.3%, se estima que la contracción puede ser la principal fuente de los agrietamientos. Los agrietamientos radiales típicamente vienen del termo agrietamiento durante el proceso de hidratación. Este mecanismo se muestra en la Figura 81 que ha sido tomado de [23]:





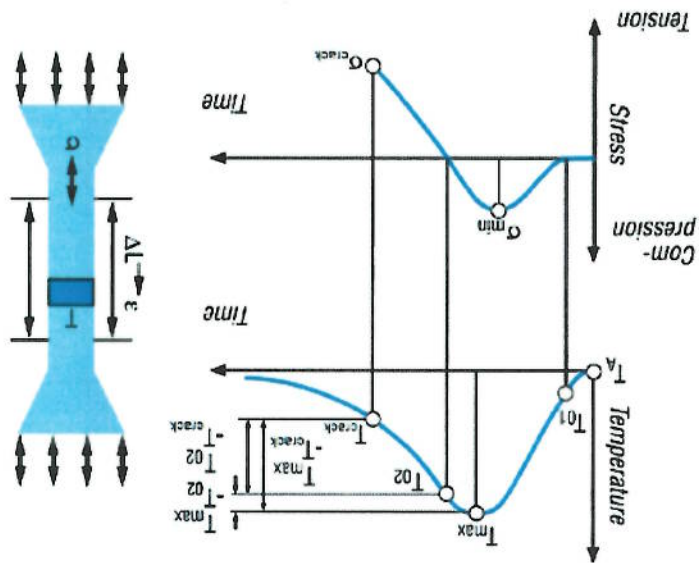
Las medidas para evitar este tipo de agrietamiento son escoger el mínimo contenido de cemento y tener una dosificación de concreto que libere el calor hidratante de la manera más lenta posible.

En los túneles grandes sin embargo, siempre existe el movimiento de contención en la región de la pared lateral dado que la cimentación corrida o invertida ya tiene concreto y éste restringe el movimiento.

El agrietamiento en los revestimientos finales de los túneles dependen principalmente en las medidas estructurales usadas para reducir el movimiento de contención, tales como separación de membranas entre el revestimiento final y revestimiento de hormigón, así como uniones claras de construcción entre las bahías.

La temperatura máxima del concreto durante la hidratación causa esfuerzos de compresión σ_{min} cuando la deformación longitudinal se restringe. Estos esfuerzos de compresión sin embargo desaparecen durante la fase de entriamiento, lo que da lugar a presiones de tensión y agrietado, si la contracción se restringe.

Figura 81: Termo agrietamiento en el concreto durante la hidratación



5.4.4. Observaciones generales sobre diseño y construcción de túneles

5.4.4.1. Observaciones en el diseño de túneles

Existen varias posibilidades en el diseño de revestimientos de túneles, sin embargo no está claro cual fue elegida para el Túnel Guayasamín. En túneles convencionales, normalmente el revestimiento primario y final están separados por una membrana impermeable. El revestimiento primario de hormigón es considerado estructuralmente temporal y el revestimiento final como permanente, lo que suele dar lugar a diseños que ignoran la capacidad de soporte del revestimiento primario en condiciones permanentes. La ventaja de este enfoque es que el revestimiento secundario puede experimentar deformaciones que surgen de la temperatura y contracción, con restricciones mínimas.

Por otro lado, es claro que el revestimiento primario de hormigón no desaparece, puede perder algo de su capacidad de soporte a través de los años, pero aminorar cualquier contribución del revestimiento primario puede ser considerado como conservador. Usar el enfoque de un revestimiento combinado de membranas pulverizables (como el producto Masterseal usado en el Túnel Guayasamín) tiene sentido ya que provee de una adherencia fuerte entre el revestimiento primario y secundario que permite compartir la capacidad de soporte. En el Túnel Guayasamín, existen solo ciertas partes locales con geotextiles y membranas de polietileno que muy seguramente no cambian las condiciones generales de adherencia de los lugares en donde solo se encuentra el producto Masterseal o materiales impermeables.

Cuando se considera que toda la carga de suelo es absorbido por el revestimiento primario, entonces el revestimiento interno debe soportar su propio peso muerto. Si existe adherencia entre los revestimientos primarios e internos, solo algo (o nada) esfuerzos de compresión axial se desarrollarán en el revestimiento, producto del peso muerto. Entonces, el revestimiento secundario, que está ligado al revestimiento primario, está expuesto a las condiciones de secado y cambios en la temperatura que pueden causar compresiones de tensión y agrietados.

Si las cargas de suelo causan flexión del revestimiento primario, la flexión y deformación es transferida al revestimiento secundario, mientras no haya compresión axial del revestimiento secundario. La situación se muestra en la Figura 82, en donde se observa en la parte



izquierda los esfuerzos ideales en el revestimiento primario; en el centro, la construcción "sin presión" del revestimiento final; y, a la derecha, el desarrollo de la presión en el caso de doblado del revestimiento combinado. Cuando que el revestimiento primario está completamente bajo compresión, una porción significativa de la sección transversal del revestimiento final debe asumir presiones de tensión y por tanto se agrietará. La transferencia de sobrepeso entre el revestimiento primario y secundario se rige por la resistencia y rigidez de la interfaz.



Figura 82: Esfuerzos en revestimientos combinados

Cuando se elija el enfoque de dos revestimientos separados, debe haber una separación distintiva de los revestimientos primarios y secundarios, mediante el uso de una membrana que permita movimientos diferenciados y que prevenga la migración de agua de concreto fresco del revestimiento final al revestimiento principal durante el proceso de hidratación.

Cuando se elija el enfoque del revestimiento combinado, el revestimiento final requiere un refuerzo de altas dosis de fibra o malla para la distribución de grietas y para minimizar el ancho de las mismas. Las típicas dosis para revestimientos de túneles están entre los 35 and 40 kg/m³. Con esas dosis de fibras, el ancho de las grietas se puede reducir significativamente [22].

5.4.4.2. Observaciones en los aspectos constructivos

Existe poca información disponible sobre la construcción del túnel y el diseño de la mezcla de concreto. Dado que se considera que las grietas se formaron debido a condiciones de construcción desfavorables y/o a diseños de mezclas, se presenta a continuación un resumen corto sobre



Las directrices austriacas sobre el revestimiento final de concreto [21].
Dados los distintos materiales y condiciones climáticas, cierta parte de
esta información no es directamente aplicable, ya que proviene de
experiencias obtenidas en Austria y Alemania.

Tabla 32: Recomendaciones para evitar grietas en revestimientos de concreto tomadas de [21]

Condiciones Favorables	Condiciones Desfavorables
a) Grados de cemento libres de C3A de acuerdo a ÖNORM B 3327-1 y aditivos hidráulicos activos de acuerdo a ÖNORM B 3309. b) El uso de combinaciones de mezcla BV, FM, LP, LPV que reduzcan la cantidad total de agua (max. Total agua 170l/ m ³ temperatura baja del concreto fresco 13°-18° (la fuerza del desmonte debe estar garantizada) d) Bajas temperaturas del componente estructural e) Secciones de longitud corta, evitar restricción. f) Uso de encofrado conductor de calor (ej encofrado de acero) g) Superficies de excavación uniformes h) Remoción del encofrado después de más de 12 horas, para reducir la tasa de entriado. i) Capas separadas para mejorar el efecto correctivo. j) Curación adecuada ej. curación de membrana, no-tejidos (lt. 7.2.1), vagón de curación (lt. 7.2.2) k) Alta humedad del aire.	a) Temperatura del cemento fresco > 22° b) Remoción del encofrado en menos de 12 horas c) Fuerza de desmonte de más de 3.0 N/mm ² d) Aire seco (alta tasa de flujo de aire) e) Amplitud diferencia entre la temperatura del concreto y la temperatura del ambiente f) Movimiento de la concha interna severamente restringida

Legendas de las abreviaciones usadas en las Tablas 32 y 33:

C3A... abreviación para 3CaO * A12O3

ÖNORM B 3327-1 Estándar austriaco: cementos de acuerdo a EN

197-1 para uso especial Parte 1: Requerimientos adicionales.

ÖNORM B 3309... Estándar: adiciones hidráulicas procesadas para

la producción de concreto Parte 3: ceniza para concreto -

Especificaciones nacionales de EN 450-1

BV... mezcla: plastificante

FM... mezcla: super plastificante LP...

admixture: air-entraining agent LPV... admixture: air-

entraining plasticizer

XC3...

Define la corrosión del reforzamiento inducido por la carbonación, sin embargo la especificación también es válida para el



concreto no reforzado, ya que define los requerimientos mínimos de Resistencia, tasa W/B y contenido de cemento.
W/B... Tasa de masa del contenido efectivo de agua al contenido de cemento en concreto fresco.
El requerimiento básico de la mezcla de concreto para el concreto del revestimiento interno esta resumido en la siguiente tabla:

Tabla 33: Requerimientos básicos para la mezcla de hormigón de acuerdo a [21]

Clase de Exposición	XC3
Clase de Resistencia Usual	C20/25 (a 56 días) C25/30 (a 56 días)
Aumento Máximo de Temperatura Temperature	24 Kelvin para el concreto estándar
Contracción	Concreto con contracción reducida o con contracción fuertemente reducida
Contenido total de agua (valor objetivo) l/m ³	Max. 190 l/m ³
Agregados Minerales	Dado que el congelamiento y descongelamiento no son problemas en Quito, no se requiere tratamiento especial
Clasificación de línea	2 fracciones de clasificación con 1 siendo hasta 4 mm
Valor W/B máximo	0.65
Contenido de aire al máximo tamaño de partícula 22 mm	2.5 % - 5 %
Planta de lotes	Se requiere planta de lotes con control de microprocesor
Temperatura del concreto fresco en el sitio antes de la fundición	≤ 27° C
Temperatura máxima del concreto permitida en la estructura	45°C
Tiempo estándar de desmontado	≥ 10 h

5.4.5. Resumen de la evaluación

En la Tabla 34, se encuentra un resumen de los temas que se han revisado en este reporte y se evalúa las probabilidades de las causas de las grietas observadas.





Tabla 34: Resumen de las causas potenciales del fisuramiento

Revisión	Comentarios	Probabilidad
Condiciones Geológicas	Las condiciones geológicas difieren significativamente a lo largo del túnel, mientras que el patrón de grietas es en su mayoría similar. La correlación entre condiciones geológicas y los patrones de las grietas es baja.	Baja
Sobrepeso en el revestimiento	Los sobrepesos estructurales fueron analizados basados en la información geotécnica recibida y a través de un análisis regresivo. El revestimiento ha sido estudiado bajo esas condiciones de sobrepeso y hemos encontrado que es	Baja
Condiciones de enlace entre el revestimiento de concreto y el revestimiento final	Basados en la información obtenida de los núcleos, las condiciones de enlace no pueden ser adecuadamente evaluadas. Por tanto, consideraciones teóricas y buenas experiencias con revestimientos des-enlazados en Austria/Alemania, llevan a la conclusión de que las condiciones de enlace creados en el Túnel Guayasamin tienen un impacto adverso en el ancho de las grietas y el espesamiento de las mismas.	Alta
Calidad del concreto	Los núcleos del concreto han sido evaluados por terceros. Su evaluación sugiere que la producción/hechura no fue adecuada ni consistente.	Alta
Mezcla de concreto	No existe información sobre la mezcla de concreto. Sin embargo existe la sospecha que la mezcla de concreto no es la adecuada para un revestimiento de concreto, el cual requiere una mezcla para contracción reducida, bajo calor, etc.	Alta

Presumiblemente no existe una sola razón por la cual los revestimientos han sufrido este agrietamiento masivo. La combinación de una mala producción, (tal vez) una inadecuada mezcla de concreto junto con una desviación del diseño del revestimiento original (baja dosificación de fibra en lugar de un refuerzo sustancial de barras) y condiciones adversas de adherencia, hayan contribuido todas al patrón de agrietamiento observado.

- El patrón de agrietamiento y la falta de una correlación entre la geología y el agrietamiento, sugiere que las grietas son causadas por problemas en la calidad del concreto. Una baja resistencia de presión combinado con una alta contracción, podrían ser las causas del patrón de grietas observado. Puede existir cierta correlación entre las condiciones del suelo y el patrón de agrietamiento con las grietas longitudinales de la corona. Hasta el momento, solamente se han tomado núcleos de las grietas de las paredes. Las grietas en la corona pueden ser causadas por otro mecanismo.



- El diseño de revestimiento con bajo contenido de fibra de acero en el revestimiento secundario, la falta de una clara separación de bahías al diseñar uniones de construcción distintas y condiciones variables de enlace entre el revestimiento primario y final, no ayudan a minimizar el ancho de las grietas.
- Aunque se presume que la contracción es la causa principal de las grietas observadas hasta ahora, existe el riesgo que el revestimiento primario falle en el largo plazo, transfiriendo los sobrepesos al revestimiento final. Entonces, las grietas longitudinales deberán transferir sobrepesos de una cara agrietada a la otra. Esto conduce a concentraciones de presión (estrés), sobrepresión local y como consecuencia, hay un riesgo de falla progresiva en el revestimiento.

5.5. Propuesta para investigaciones adicionales y recomendaciones

Dado que todavía existe cierta incertidumbre sobre el grado y extensión de las grietas en el revestimiento y sobre el potencial movimiento continuo, se recomienda los siguientes puntos:

- Los escaneos de grietas del 2010 y 2014 muestran un número más grande de grietas en el escaneado del 2014. Esto sugiere que el agrietamiento ha aumentado con el pasar del tiempo. Sin embargo, se mencionó durante nuestra visita de campo, que el escaneado del 2010 mostraba menos grietas que las registradas manualmente durante ese mismo periodo. Por tanto, el escaneo de grietas del 2010 y 2014 deberían ser comparados con los registros manuales para identificar cualquier discrepancia. Los escaneos de grietas por tanto deben ser actualizados para empatar con el registro manual. Esto es importante para poder concluir / excluir agrietamiento progresivo durante ese periodo.
- No se han tomado núcleos de las grietas longitudinales en la corona. Dado que la naturaleza de las grietas de la corona pudiesen ser diferentes a las grietas en las paredes, se recomienda tomar núcleos de la grieta longitudinal de la corona.
- Análisis estructural y filosofía de diseño: se requiere confirmación de los parámetros geotécnicos y la posibilidad de considerar la capacidad de resistencia del revestimiento de hormigón en el largo plazo. Re-checkuear el revestimiento existente con las suposiciones realizadas en la fase de diseño del túnel. Cumple el revestimiento construido con las suposiciones realizadas en el diseño original?
- Se debe emprender una revisión de la integridad estructural de cada bahía y, en base a esta decisión, se debe hacer una reparación de las grietas. Más detalles de los puede encontrar en [24].

Existe el riesgo que la situación de cargas cambie a través de los años, por tanto se debe establecer un programa de monitoreo.





6. CONSULTORÍA INTERNACIONAL FASE 2

Este informe contiene recomendaciones para futuras investigaciones y monitoreo relacionados con las grietas producidas a lo largo del Túnel Guayasamín. La segunda parte de este informe se ocupa de recomendaciones sobre la renovación y reparación de las grietas. Para más información sobre las posibles causas de las grietas se puede encontrar en la referencia [2].

6.1. Referencias

[1] Asociación de Ingeniería Estructural de Austria, Revisión y corrección de defectos en recubrimiento de túneles (Österreichische Bautechnik Vereinigung, Bewertung und Behebung von Fehlstellen bei Tunnelinnenschalen) Richtlinie 2009.

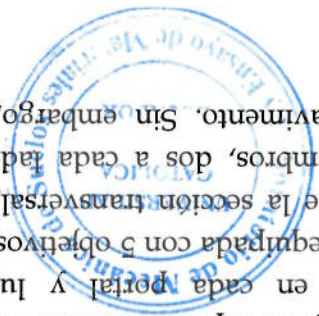
[2] BeMo Tunneling GmbH, PUCB Guayasamín Tunnel Project QUITO, Professional Service agreement Task 3 - Report on possible causes for cracks, analysis and recommendations.

6.2. Investigación adicional y monitoreo

Debido a que aún persiste cierta incertidumbre sobre la extensión de las grietas en el revestimiento, y, sobre la posibilidad de potenciales movimientos, se recomienda lo siguiente.

- Comparando el escaneo de las grietas realizado los años 2010 y 2014, se encuentra un mayor número de grietas en la exploración de 2014. Esto podría sugerir que el agrietamiento aumentó durante este periodo de tiempo. Sin embargo, como se mencionó durante la visita de campo, la exploración de principios de 2010 encontró menos grietas que los registros de manuales de agrietamiento tomadas al mismo tiempo. Por lo tanto, el escaneo de grietas realizados en 2010 y 2014 deben compararse con los registros manuales de agrietamiento, con la finalidad de identificar cualquier diferencia. El mapeo de las grietas debe entonces actualizarse en consecuencia, para que coincida con el mapeo manual. Esto es importante para concluir y/o excluir la posible presencia de agrietamiento progresivo durante el lapso entre 2010 y 2014.

- Para monitoreo matricial del interior del túnel (seguimiento óptico 3D), los artefactos deben instalarse en aproximadamente 15 lugares representativos. Como primera directriz, una matriz debe ser instalada en cada portal y luego aproximadamente cada 100 m. Cada matriz debe estar equipada con 5 objetivos de seguimiento (targets), distribuida uniformemente sobre la sección transversal, es decir, una en la corona, dos a cada lado en los hombros, dos a cada lado a aproximadamente 1 m por encima del nivel del pavimento. Sin embargo, la





- Medidores de agrietamiento deberán ser instalados. Los medidores a instalarse deben tener la capacidad de captar el movimiento (un ejemplo se muestra en la Figura 83). Los lugares y la frecuencia de las lecturas deben coincidir con el seguimiento óptico 3D.

Si se utiliza el monitoreo automatizado, la frecuencia de las lecturas es secundaria, ya que se puede ajustar a una frecuencia diaria y incluso menos. Adicionalmente, la ubicación y número de matrices de monitoreo, puede aumentar para cubrir un mayor número de grietas.

En la visita de campo, realizada en septiembre de 2015, el revestimiento interior parecía estable, sin presentar signos de inestabilidad. La propuesta de monitoreo recomendada anteriormente, es un control aleatorio, basado en la suposición de que estas condiciones no están cambiando. En caso de presentarse señales de deterioro o inestabilidad, la secuencia del monitoreo y la frecuencia del mismo debe ser revisado de acuerdo a las nuevas condiciones.

- Si el monitoreo se realiza manualmente, por medio de una estación total, la frecuencia de monitoreo debe ser semanal, durante dos o tres meses, con el fin de obtener una sólida y confiable línea base. Luego del establecimiento de la línea base, la frecuencia del monitoreo debe ser de por lo menos cada quince días, para mitigar los efectos de la supervisión precisión y con el fin de identificar cualquier tendencia adversa.

ubicación exacta de cada serie y cada objetivo de monitoreo dependerán de la ubicación del agrietamiento. Los objetivos de monitoreo (targets) deben estar ubicados de preferencia cerca de lugares de concentración de agrietamiento o en secciones de hormigón que estén limitados por un patrón de grietas en forma de anillo.





Figura 83: Ejemplo de un medidor de grietas con capacidad de indicar movimientos

6.3. Propuesta de rehabilitación

6.3.1. General

Sin embargo que se ha identificado cierta cantidad de fibras de acero en el hormigón, el revestimiento interior se considera como no reforzado, debido a la baja dosificación de fibra utilizada. De acuerdo con la normativa austriaca sobre la renovación de revestimientos de túneles [1], las siguientes reglas básicas, que puede ser adoptada por Túnel Guayasamín, se deben seguir:

- Las actividades de rehabilitación se llevarán a cabo sólo si hay un requisito técnico para hacerlo. Este es el caso si la estabilidad, durabilidad, capacidad de servicio etc. puede verse afectada;

- Residuos sueltos de concreto deberán ser eliminados en cualquier caso;
- Grietas de hasta 1 mm, en revestimientos interiores no reforzados, son a menudo debido a la temperatura y la contracción y se consideran como parte normal del recubrimiento. En resumen, esas grietas no se consideran como defecto o falla del revestimiento.

Se considera que se requiere rehabilitación de la estructura cuando:

- Si las grietas afectan a la estabilidad de la estructura. La decisión de si este es el caso debe venir del ingeniero de diseño después de una evaluación detallada de cada grieta;

- Si las grietas se presentan secas y superan 1 mm. Rellenar grietas secas normalmente puede llevarse a cabo con la lechada de cemento;
 - Si el agua está llegando a través de grietas. Dependiendo si el agua llega con presión o no, un material de relleno apropiado debe ser elegido.
- Hay dos opciones para reparar las grietas por inyección o para añadir otro revestimiento estructural en el interior del túnel.

6.3.2. Reparación de grietas

6.3.2.1. Inyección (hoja de registro de inyecciones para grietas

Antes de iniciar la inyección de grietas, un procedimiento de inyección debe ser establecido. Este procedimiento debe incluir los siguientes elementos:

- Procedimiento de verificación, comprobación plan y los resultados;
- Cambios al diseño original;
- Ubicación, dirección y el diámetro de perforación (dibujo y fotografías);
- Profundidad de perforación;
- Temperatura del hormigón y temperatura ambiente;
- La temperatura del material de inyección;
- Relación agua cemento, la proporción de mezcla y tiempo de respuesta;
- Tipo y cantidad de material para inyección, lote del material de inyección;
- Manual de control del funcionamiento de los equipos de inyección, dosificación y equipo de mezcla;
- Pasos y registros de inyección (cantidad de veces que inyecta cada packer);
- El consumo de material por perforación de inyección, para cada etapa y fase de inyección;
- La presión de inyección (pmin / pmax);
- Cantidad de inyección, el flujo volumétrico (Q_{\min} / Q_{\max});
- Posible deformación de la estructura.





6.3.2.2. Procedimiento de inyecciones para grietas

Hay una variedad de posibles métodos de reparación de grietas. Basado en la información disponible, se presentan tres métodos, que pueden ser, los más adecuados para Túnel Guayasamin. Independiente de si se utiliza poluretano, resina epoxi o una mezcla de cemento para rellenar las grietas, el siguiente procedimiento deberá ser establecido:

- Proteger el sitio de trabajo, protección contra clima (de ser necesario);
- Mantener limpia la superficie del hormigón;
- Realizar perforaciones a lo largo de las grietas;
- Limpiar las perforaciones con aire comprimido;
- Instalar el dispositivo de inyección (packer);
- Sellar las grietas o juntas;
- Inyectar el material de reparación; utilizar sólo paquetes sellados;
- Si se considera necesario, inyectar nuevamente;
- Retire el envase (packer), una vez que el material de inyección se ha endurecido;
- Cerrar los agujeros de perforación con mortero PCC (polimero concreto de cemento);
- Retire el sellado de la grieta si es necesario;
- Limpiar el sitio de trabajo y equipo usado

Tabla 35: Tipos de inyección recomendados

Situación inicial	Material de inyección
Grieta húmeda en concreto, no se requiere transferencia de fuerza entre caras de la grieta	Resina de poliuretano para grietas secas y húmedas.
Grieta húmeda en concreto, se requiere transferencia de fuerza entre caras de la grieta	Resina epoxi para grietas secas y húmedas.
Grieta seca en concreto, se requiere transferencia de fuerza entre caras de la grieta	Lechada de cemento, puede ser necesaria la humectación de grietas.

6.3.2.3. Mano de obra calificada

En el sitio, la plantilla debe ser calificada en actividades de inyección para la reparación de concreto. En función de la experiencia del personal, entrenamiento adicional puede ser requerido.





6.3.2.4. Equipo y maquinaria

El equipo requerido dependerá del método de inyección especificado.

Sin embargo de lo anterior, el equipo deberá incluir dispositivos para:

- Control de presión de inyectado.
- Medición del consumo de material.
- Medición de la densidad en el lado presurizado.
- Registro digital de todos los datos en tiempo real.

6.3.2.5. Control de Calidad

En general, la calidad de la inyección en grietas no puede ser controlada directamente. Solamente basado en el proceso de aplicación, una conclusión sobre la calidad de la inyección puede ser relacionada. Por esta razón, una documentación detallada de las obras es muy importante. Este es especialmente importante, en caso que la inyección no tenga éxito. Si los datos se recopila adecuadamente, y, se realiza una evaluación de forma continua durante el proceso de inyección, problemas potenciales se pueden identificar, y por lo tanto, ajustes o incluso cambios en el procedimiento o tecnología podrían realizarse en una fase muy temprana.

6.3.2.6. Eliminación de Residuos

Un procedimiento para la disposición del material de desecho debe ser establecido antes del inicio de los trabajos. Esto dependerá principalmente de la legislación local existente.

6.3.3. Capa adicional de revestimiento

Si la conclusión final es que cada sección necesita una cantidad significativa de trabajos de reparación, pensar en la construcción de otro revestimiento en el interior del túnel podría tener sentido. Esto requiere sin embargo, asegurarse de que existe suficiente espacio libre disponible para la circulación de vehículos y para el equipamiento de los túneles. En caso de requerirse solamente una capa delgada de hormigón (máx. 200 mm) para lograr una estabilidad suficiente, esta reparación se podría hacer con hormigón proyectado de alta calidad. Existe, por supuesto, la opción de construir este revestimiento adicional con hormigón fundido en sitio, sin embargo, con esta metodología será difícil mantener el túnel en servicio durante el periodo de construcción.



La opción de la construcción de un revestimiento adicional en el interior del túnel, es una opción realista. En caso de seguir esta recomendación, se puede brindar recomendaciones más detallada.

6.4. Conclusiones finales

Para poder facilitar un asesoramiento más específico sobre la reparación de las grietas y de reacondicionamiento del túnel, se requiere siguiente información adicional:

- Análisis estructural para el revestimiento interior.
- Planos de diseño: los planos "as built" están disponibles, pero los planos de diseño no.
- Las condiciones ambientales y las condiciones sobre cómo será utilizado el túnel.
- Cargas (cargas de suelo, cargas sísmicas, cargas de los vehículos etc.).
- Acciones físico-químicas (temperatura, humedad, congelación, gas, aceite, grasa, etc.).
- Deformaciones, restricciones de movimiento, esfuerzos en soportes.
- Cargas procedentes de mantenimiento y limpieza.
- Mezcla de hormigón, que ha sido utilizada en realidad.
- Registros de Hormigón diario, desde el inicio del periodo de construcción. Esto debe incluir la siguiente información: fecha, registro de entrega, cantidad de concreto entregado, chequeo propiedades hormigón fresco (reventamiento, etc.), elemento de construcción (cimentación, cámara...), inicio y final del proceso de hormigonado, temperatura del aire y del hormigón, tipo de curado con duración y temperatura, condiciones climáticas, tiempo hasta desencofrado.
- Protocolos de verificación de control de calidad realizado durante la construcción.
- Espesor final del revestimiento "as-built".
- Ancho de grietas y fisuras detallado para cada grieta y monitoreo de las mismas.





Se ha determinado, sobre la hipótesis de que el diseño original y su posible modificación considero un nivel de sobre carga moderado, que es el propio macizo el que soporta la mayor carga. Por tanto se mantendría un régimen de carga únicamente a compresión y que la línea dos del revestimiento sin reforzamiento pero sin fisuras puede comportarse adecuadamente. Sin embargo se señala también que en esta condición se encuentra con factor de seguridad bajo. Considerando este escenario, ante la incapacidad de la estructura a soportar cargas a flexión, comprobado por la inexistencia de armadura en el ensayo de GRP, en condición de carga sísmica pertinente, no existía estabilidad del túnel.

Se ha estudiado la influencia de la cercanía del túnel a la ladera, encontrado únicamente un sector para dicho análisis abscisas 0+950 m. Se concluye del retro análisis, la inexistencia de afectación alguna o causa de fisuramiento.

Del mismo análisis estructural no existe condición de carga que justifique el fisuramiento longitudinal del túnel. Según recomendaciones de Chia - Han Lee / Tai Tien Wuang, en esta condición se sugiere verificar fenómenos relacionados con el material, por tanto sobre la limitación o imposibilidad de recabar información respecto a los procesos constructivos y detalles de reajustes del modelo en la construcción, así como el apareamiento sistemático de la fisura señalada en el levantamiento detallado de fisuras se concluye que estas fisuras se encuentran asociadas al fenómeno de retracción por secado.

Del análisis estructural realizado por la consultoría internacional se establece la posibilidad en régimen de compresión, que las fisuras longitudinales en los hastales pudieran recibir contribución de una sollicitación de sobre carga vertical. A criterio del quien escribe el informe esta hipótesis no debe descartarse por completo, sin embargo la evidencia del fisuramiento a lo largo del túnel supondría entonces acción de sobre carga a lo largo del todo el túnel, situación no probable.

Se ha determinado la presencia, en ciertos sectores, fenómenos como eflorescencia y deformación por potencial de reacción alcali-árido.

Del estudio y conclusiones generadas en la investigación topográfica, del levantamiento de fisuras general y detallada, del estudio petrográfico, de la irregular e insuficiente cuantía de fibras encontradas en la línea dos del revestimiento, de la evidencia aleatoria de falta de un separador entre la línea uno y dos del revestimiento, del análisis establecido en la consultoría internacional, se concluye que la principal causa del fisuramiento del túnel Guayasamin obedece al fenómeno de retracción por secado del hormigón.

7. CONCLUSIONES



8. RECOMENDACIONES

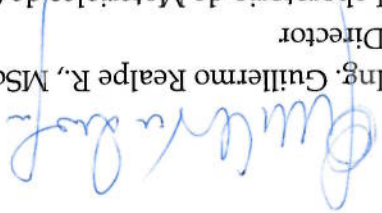
En la condición que se encuentra túnel Guayasamin, descrito en este informe, se recomienda el inicio de la tercera etapa de la investigación sobre la premisa de la necesidad del reforzamiento del túnel.

El sellado de las fisuras por medio de inyección contemplado como una de las alternativas posibles encaminadas a recuperar la estabilidad a largo plazo de la estructura, presenta algunas dificultades descritas en el mismo documento. Primero, la necesidad de conocer con precisión la condición de enlace o unión entre la línea uno y dos del sistema de reforzamiento, en cada tramo. Esta información permitiría la aplicación adecuada del medio de inyección y por tanto la expectativa de la eficiencia del sistema utilizado. Este proceso implica toma de muestras o núcleos en un número no menor de seis por tramo monolítico, esto debido a la irregularidad encontrada en los núcleos extraídos y el inadecuado proceso de control. Segundo, la gran cantidad de fisuras que deberian sellarse, condición que lo hace poco práctico, además no existe la garantía de que finalmente el sistema termine en condiciones ideales. Tercero, esta solución no contempla la incorporación de capacidad a flexión requerida en escenario que debe ser analizado.

Por tanto se recomienda, según alternativa propuesta en la consultoría internacional, construir una nueva línea dos del sistema de reforzamiento. En esta solución deberá contemplarse el escenario de carga sísmica.

Previo al estudio para determinar los diseños definitivos del reforzamiento, deberá realizarse un programa de monitoreo tomando en cuenta el proceso sugerido en el estudio de topografía y la recomendación indicada en la consultoría internacional. Información que servirá de insumo para la determinación del apropiado cálculo del reforzamiento. Se entiende que la metodología constructiva deberá contemplar la posibilidad de no interrumpir el tránsito de los vehículos.

Atentamente,

Ing. Guillermo Realpe R., MSc.


Director
 Laboratorio de Materiales de Construcción
 Pontificia Universidad Católica del Ecuador





- Chapman, Meje, Stark. Introduction to tunnel construction. Spon Prest. Londres. 2010.
- Hewlett P. Chemistry of Cement and Concrete. Elsevier Limited. Fourth Edition. 1998.
- Lee Ch., Wang T., Diagnosing causes of lining cracks in mountain tunnels. ICE Institution of civil engineers., Noviembre 2014.
- Lunardi P. Desing and construction of tunnels. Springer. Berlin 2008.
- Mehta P., Monteiro J., Concrete. McGrow Hill. EE. UU. 2014.
- Portland Cement Association. Diseño y Control de Mezclas de Concreto. México.
- Sharp. Mapping voids, debonding, delaminations, moisture and other defects behind or within tunnel linings. SHRP2 renewal research. Washington DC. 2014.
- Skalny J. DEF: Una forma de ataque por sulfatos. IERCC/CSIC. España.
- ASTM C42 / C42M. Standard test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete.
- ASTM C39 / C39-15. Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens.
- ASTM C856-14. Standard Practice for petrographic examination of hardened concrete.
- ACI 214.4R Guía para la obtención de corazones e interpretación de los resultados de los ensayos de la resistencia a la compresión.

9. BIBLIOGRAFÍA

Av. 12 de octubre 1076 y Roca
 grealper@puce.edu.ec
 Telf: 2991700 ext. 1529
 www.puce.edu.ec
 Quito - Ecuador





Av. 12 de octubre 1076 y Roca
 grealper@puce.edu.ec
 Telf: 2991700 ext. 1529
 www.puce.edu.ec
 Quito - Ecuador

Ver carpeta de anexos

10. ANEXOS

